



# **Sismologie Urbaine: Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine.**

Philippe Guéguen

## **► To cite this version:**

Philippe Guéguen. Sismologie Urbaine: Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine.. Géophysique [physics.geo-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2009. tel-00436286

**HAL Id: tel-00436286**

**<https://theses.hal.science/tel-00436286>**

Submitted on 26 Nov 2009

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**OBSERVATOIRE DE GRENOBLE  
et  
LABORATOIRE DE GÉOPHYSIQUE INTERNE ET TECTONOPHYSIQUE**

## **Habilitation à Diriger les Recherches**

présentée par

**Philippe GUEGUEN**

**Université Joseph Fourier - Grenoble I**

Spécialité : **Sciences de la Planète**

**Sismologie urbaine: aléa local, dynamique des structures, interaction  
site-ville et vulnérabilité urbaine.**

**Date de présentation** : 16 septembre 2009  
Maison des Geosciences - Campus Universitaire de Grenoble

**Composition du jury :**

Jacky Mazars	Professeur INP Grenoble	Président du jury
Alex Barbat	Professeur UPC Barcelone	Rapporteur
Michel Cara	Professeur Université de Strasbourg	Rapporteur
Carlos Oliveira Sousa	Professeur IST Lisbonne	Rapporteur
Pierre-Yves Bard	IGPC LGIT/LCPC Grenoble	Membre du Jury

# Contents

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>12</b>
<b>2</b>	<b>Mouvement du sol en milieu urbain et effets de site</b>	<b>17</b>
2.1	Paramètres du mouvement du sol . . . . .	17
2.1.1	L'intensité macrosismique . . . . .	17
2.1.2	Indicateurs de nocivité du mouvement du sol . . . . .	19
2.1.3	Le spectre de réponse . . . . .	25
2.2	Aléa sismique local et effets de site . . . . .	28
2.2.1	Origines et conséquences des effets de site . . . . .	28
2.2.2	Caractérisation des effets de site géologiques . . . . .	36
2.3	Le bruit de fond sismique: la méthode H/V bruit de fond . . . . .	43
2.3.1	Comparaison avec le mouvement sismique . . . . .	45
2.3.2	Variabilité latérale de la réponse des sites et dommages sismiques . . . .	46
2.3.3	La méthode H/V bruit de fond et la reconnaissance géotechnique . . . .	47
2.4	Conclusions . . . . .	48
<b>3</b>	<b>Mouvement sismique en milieu urbain: interaction entre le site, la structure et la ville</b>	<b>52</b>
3.1	Interaction Sol-Structure ou l'effet des conditions de site dans la réponse sismique des structures . . . . .	52
3.1.1	Interaction Cinématique . . . . .	53
3.1.2	Interaction inertielle . . . . .	54
3.2	Effets de l'interaction sol-structure et son influence sur le risque sismique . . . .	57
3.3	Contamination du mouvement sismique urbain par la vibration des bâtiments . .	59
3.3.1	Effets de l'interaction Structure-Sol IStS . . . . .	59
3.3.2	Effets de l'interaction Sol-Structure-Sol . . . . .	64
3.3.3	Effets de l'interaction Site-Ville . . . . .	65
3.3.4	Effets de l'interaction structure-sol-structure . . . . .	70
3.4	Conclusions . . . . .	75
<b>4</b>	<b>Mesure et analyse de la réponse sismique des bâtiments</b>	<b>77</b>
4.1	Mesures sous excitation imposée . . . . .	79
4.1.1	Catégorie 1: Excitation par impulsions . . . . .	79
4.1.2	Catégorie 2: Excitation harmonique . . . . .	79
4.1.3	Catégorie 3: Essai de lâcher . . . . .	81
4.2	Enregistrements sous séismes . . . . .	81
4.2.1	Interprétation analytique des enregistrements: fonctionnement de la structure . . . . .	82
4.2.2	Identification de la réponse de la structure: input-output method . . . . .	87
4.3	Comportement non-linéaire transitoire et permanent . . . . .	89
4.4	Utilisation des vibrations ambiantes . . . . .	93
4.4.1	Origine des vibrations ambiantes . . . . .	94
4.4.2	Evaluation de la période de vibrations des structures . . . . .	96
4.4.3	Evaluation de l'amortissement dans les structures. . . . .	100

4.4.4	Evaluation des modes structuraux. . . . .	102
4.4.5	Validation de l'évaluation des paramètres modaux sous vibrations ambiantes	107
4.4.6	Modifications structurelles et variations de fréquences: application au risque sismique . . . . .	108
4.5	Mesures des vibrations ambiantes en structure . . . . .	110
4.6	Conclusions . . . . .	111
<b>5</b>	<b>Vulnérabilité physique du bâti existant: méthodes empiriques et expérimentales</b>	<b>113</b>
5.1	Vulnérabilité empirique: échelle de la ville et inventaire sismique . . . . .	116
5.1.1	Les méthodes probabilistes . . . . .	117
5.1.2	Les méthodes déterministes . . . . .	124
5.1.3	Les méthodes de calculs . . . . .	130
5.1.4	Vers une méthode applicable en France: empirique, calcul ou expérimentale? . . . . .	131
5.2	La méthode VULNERALP: une méthode empirique applicable à la France. . . .	131
5.2.1	Concepts et hypothèses . . . . .	131
5.2.2	La méthode VULNERALP . . . . .	133
5.2.3	Application à Grenoble: résultat du projet VULNERALP [149] . . . . .	135
5.3	Mesures dans les structures . . . . .	141
5.3.1	Exemple 1: l'Hôtel de Ville de Grenoble . . . . .	142
5.3.2	Exemple 2: la typologie Grenobloise . . . . .	147
5.4	Conclusions . . . . .	149
<b>6</b>	<b>Conclusions</b>	<b>151</b>
6.1	Analyse modale d'objet naturel . . . . .	151
6.2	Risque sismique à l'échelle de la ville . . . . .	152
6.3	Risque sismique à l'échelle d'un bâtiment . . . . .	153



## List of Figures

1	A: Villes mondiales exposées à un niveau de risque élevé, calculé comme le nombre probable de destruction de foyers pour le séisme caractéristique à 500 ans de période de retour (d'après [84]). B: Nombre de victimes et pertes économiques liés au séisme par pays (d'après [270]). La position des pays sur cette figure est fonction de leur niveau de sismicité ainsi que du niveau de vulnérabilité de leur parc immobilier et du niveau d'investissement en protections parasismiques. Les pays les plus sismiques seront ainsi vers le coin en haut à droite et les moins sismiques vers le coin en bas à gauche. La ligne entre ses deux coins séparent les pays les plus riches (au-dessus de la ligne), c'est-à-dire avec une meilleure prise en compte du risque sismique, des pays plus pauvres (en dessous de la ligne).	15
2	Exemple de variabilité latérale des dommages sismiques observée lors du tremblement de terre Izmit (Turquie) de 1999 (gauche) et dommage localisé dans une structure moderne au cours du séisme de Kobe (Japon) de 1995 (droite). Source web: Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Istanbul, Turquie, <a href="http://www.eas.slu.edu">www.eas.slu.edu</a> - Kobe: source inconnue.	16
3	Intensités macrosismiques (échelle MSK) d'après le Bureau Central Sismologique Français (BCSF) du séisme d'Epagny (Annecy, France) du 15 juillet 1996 ( $M_L=4.8$ source RéNaSS).	18
4	Historique des échelles d'intensité macrosismique (d'après [84]).	19
5	Augmentation des connexions internet au site du CSEM/EMSC suite à un tremblement de terre en Grèce (d'après [45]).	20
6	Exemples d'accélérogrammes extraits de la base de données du Réseau Accélérométrique Permanent RAP ( <a href="http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr">http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr</a> ), montrant la variabilité du mouvement sismique en fonction de la distance, de la magnitude et des conditions de site.	21
7	Exemples d'enregistrements d'un fort (gauche) et d'un petit (droite) mouvement du sol en accélération (rangée 1), accélération filtrée entre 0.1 et 30 Hz (rangée 2), en vitesse (rangée 3) et en déplacement (rangée 4), d'après le groupe de travail NA5 du projet européen NERIES [316].	22
8	Exemple d'atténuation par rapport au lois européennes	23
9	Evolution temporelle du taux de dommage d'une structure en fonction du diagramme Husid calculé sur un accélérogramme du séisme de Kobe (d'après [114])	24
10	□Durée du mouvement sismique calculée sur un enregistrement du séisme de Martinique (29 novembre 2007, $M_w=7.4$ ) à la station RAP MATR, et calculée selon Trifunac et Brady [329])	25
11	Correlation entre le dommage observé dans les structures (représenté en fonction de l'intensité macrosismique) et les paramètres CAV et IA pour des bâtiments de classe de vulnérabilité élevée (classe A) selon l'échelle EMS98 (d'après [53])	26
12	Spectre de réponse en accélération du mouvement du sol enregistré par la station MATR du Réseau Accélérométrique Permanent RAP lors du séisme de Martinique ( $M_w=7.4$ ) du 29 novembre 2007	27
13	Le village de Rognes (13) détruit par le séisme de Lambesc de 1906. Les dommages plus importants au sommet du relief laissent supposer des effets de site liés à la topographie.	29
14	Incréments d'intensité en fonction de la nature des sols, proposés par Mevedev [247]	30

15	Amplification spectrale du mouvement sismique à Mexico sur un site au rocher et un site dans la zone lacustre, celle ayant provoqué la plupart des destructions des bâtiments de 10-20 étages. . . . .	32
16	Exemple de l'effet de la non-linéarité du comportement sismique des sols. (A) Dé-amplification observée lors du séisme de Northridge de 1994. La ligne continue représente l'amplification calculée sur les répliques et la ligne discontinue lors du choc principal (d'après [156]). (B) Modification de la réponse sismique du site en fonction de la colonne de sol de la station de Port-Island avant (ligne discontinue) et pendant (ligne continue) le séisme de Kobé de 1995 (d'après [9]) . . . . .	34
17	Courbes de non-linéarité des argiles en fonction de l'indice de plasticité $I_p$ (d'après [347]) . . . . .	34
18	Comparaison des accélérations sur des sites au rocher et des sites au sédiment, mettant en évidence la non-linéarité des sols meubles. (A) Courbes proposées par Seed et al. [300] avant le séisme de Mexico de 1985 essentiellement basées sur des essais en laboratoire. (B) Courbes ajustées suite au séisme de Mexico de 1985 combinant des essais de laboratoire, les données de Mexico City et les données observées lors du séisme de Loma-Prieta (d'après [182]) . . . . .	35
19	Effets de la géométrie du bassin sur l'amplification du mouvement sismique (d'après [31]). (A) Effets de la forme de la vallée sur la réponse en SH. Les courbes représentent la fonction de transfert calculées à différents points de la surface. (B) Effet de l'amortissement dans le cas SH: fonction de transfert calculée en surface et réponse temporelle aux mêmes sites pour une onde incidente ayant une fréquence caractéristique égale à celle de la vallée. (C) Effets de résonance 2D par rapport au 1D pour différents contraste d'impédance entre la couche et le substratum et différentes formes de vallées. . . . .	36
20	Exemple des effets de site sur des enregistrements accélérométriques sur les sites tests du RAP. (Haut) - Enregistrements obtenus sur la bassin de Grenoble durant le séisme du 23 février 2004 ( $M_L=5.1$ , $R=240$ km). OGMU est la station de référence au rocher. OGIM et OGPS sont deux nouvelles stations installées en 2006. OGFH est la station de surface du forage profond de Montbonnot. (Bas) - Enregistrements obtenus sur le site de Nice durant le séisme du 02 septembre 2006 ( $M_L = 4.0$ , $R = 40$ km). NBOR est la station de référence au rocher (d'après [280]). . . . .	39
21	Amplification du mouvement du sol à trois stations du réseau accélérométrique permanent RAP installées dans le bassin grenoblois (stations OGCU, OGDH et OGFH). Les rapports spectraux selon la méthode proposée par Borchardt [44] ont été calculés par rapport à la station au rocher OGMU, en utilisant les enregistrements de la base de données du RAP représentés en carte. Les traits continus représentent la valeur moyenne des rapports (moyenne des composantes horizontales) et les discontinus les écarts-types. Seuls les enregistrements pour lesquels le rapport signal/bruit est supérieur à 3 ont été conservés (d'après [149]). . . . .	41
22	Synthétiques calculés à différentes profondeurs du bassin avec le code Hisada (1994, 1995) et sur le profil de sol du forage de Montbonnot de Grenoble. Le $dt$ indique le délai entre l'onde descendante et l'onde montante. Les flèches bleues représentent l'onde P et les flèches vertes l'onde S (d'après [225]). . . . .	42
23	Comparaison des valeurs caractéristiques du mouvement du sol enregistré simultanément sur une station au sédiment (OGDH) et au rocher (OGMU) dans le bassin de Grenoble, calculées selon la procédure définie dans le projet NERIES [316]. . . . .	42

24	Simulation du mouvement sismique pour un séisme de scénario en plusieurs sites du bassin grenoblois et comparasion avec les spectres réglementaires EC8 (d'après [61]). . . . .	43
25	(a) Epicentres des séismes enregistrés par un réseau temporaire installés dans la vallée de Quito (Equateur) et localisés par le Réseau Sismologique Equatorien. (b), (c) et (d) Rapports spectraux utilisant le bruit de fond sismique (méthode HVSRN), la méthode H/V sur séismes (RF) et la méthode des rapports site/référence (SSR) aux stations BERT, COND et TENI, respectivement (station de référence: GUAP1). Les barres verticales pointent les fréquences amplifiées (d'après [146]).	46
26	Corrélation entre la fréquence HVSRN ( $f_0$ -H/V) et fréquence fondamentale obtenues par SSR ( $f_0$ -SSR) (gauche) et RF ( $f_0$ -H/V-earthquakes) (droite) pour les données compilées dans le projet européen SESAME. la ligne continue représente la courbe 1:1 et les lignes pointillées sont les variations à 25% des corrélations. Les symboles sur la lignes des abscisses correspondent aux données pour lesquelles aucune fréquence amplifiée n'a pu être relevée (d'après [159]). . . . .	47
27	(a) Contours (lignes continues) des iso-valeurs de fréquences amplifiées obtenues par la méthode HVSRN sur le bassin de Quito et zonage des formations sédimentaires principales (d'après [146]). (b) Variations des fréquences amplifiées (échelle de couleur) obtenues par la méthode HVSRN sur le bassin de Grenoble et représentation de la profondeur des sédiments (lignes continues) (d'après [148])	48
28	(a) Localisation du séisme de Pujili (28 mars 1996, Mw=5.7, Equateur); (b) Exemples de rapports H/V bruit de fond réalisés dans la ville de Pujili; (c) Carte des fréquences amplifiées entre 5 et 10 Hz, correspondant à la fréquence moyenne des bâtiments en adobe; (d) Taux de dommage relevé par îlot urbain suite au séisme de Pujili (d'après [147]) . . . . .	49
29	(a) Histogramme des résidus des épaisseurs des sédiments du bassin de Grenoble mesurées par gravimétrie et inversées depuis la fréquence $f_{HVSRN}$ . (b) Localisation des résidus des épaisseurs de sédiments du bassin de Grenoble. (c) Comparaison entre les fréquences $f_{HVSRN}$ (cercle plein) et théoriques 1D calculées à partir du profil de vitesse des sédiments de Grenoble obtenu au forage de Montbonnot (Tab. 1), en utilisant la méthode de Rayleigh (cercle vide), calculée par la méthode des coefficients de réflexion et de transmission [204] (triangle) et par l'ellipticité des ondes de Rayleigh (losange) (d'après [148]). . . . .	50
30	Principe de décomposition de l'interaction sol-structure (d'après [272]) . . . . .	53
31	Exemple de fonctions d'impédance (d'après [303]). . . . .	55
32	Représentation d'un système à un degré de liberté (1-DDL) soumis à une sollicitation de type séisme et intégrant l'interaction sol-structure. . . . .	56
33	Exemple de l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse d'une structure en fonction de la vitesse Vs de propagation des ondes S du sol de fondation. Les mouvements et efforts correspondent à ceux du modèle de la figure 32. Trait continu noir: Vs=100 m/s - Tirets noir: 150 m/s - Gras noir: 200 m/s - Fins continu rouge: 400 m/s - Tirets rouge: 600 m/s - Continu gras rouges: 800 m/s - Bleu: 1000 m/s . . . . .	58
34	Amplitude spectral calculée à trois stations du réseau californien (Milikan MIK, Pasadena PAS et Goldstone GSC) sur des enregistrements effectués lors de la vibration forcée du bâtiment de la Milikan Library (Californie). La station MIK est située au 9 <sup>me</sup> étage du bâtiment (d'après [122]). . . . .	60

35	Cartes des mouvements du sol maximaux observés sur les stations du réseau californien au cours de la vibration forcée du bâtiment de la Milikan Library (Californie, triangle blanc) et interpolés entre les stations (triangle noir). A à C correspondent aux différentes composantes tandis que D est l'amplitude maximale du vecteur somme des trois composantes, interpolée entre chaque station. L'échelle de couleur donne le logarithme base 10 du déplacement en micron-mètres (-0.5 vaut 0.316 micromètre) (d'après [122]). . . . .	61
36	Observation du mouvement d'une structure sur le mouvement du sol. A: Le cas d'une cheminée industrielle localisée dans le bassin grenoblois montrant que les modes supérieurs peuvent contribuer significativement au mouvement du sol lorsqu'un phénomène de résonance existe avec la couche supérieure du sol (d'après [88]). B: Enregistrement du mouvement du sol à 40 km du WTC excité par l'impact des avions lors des attaques terroristes du 11 septembre (d'après [207]). . . . .	62
37	Observation du mouvement du sol à proximité de la structure du site test de Volvi (Thessaloniki, Grèce) excitée par un essai de lâcher dans la direction L. Les traces en noir correspondent au mouvement du sol observé aux stations alignées dans la direction L, sur les trois composantes L, T et Z. En rouge, résultats d'une simulation analytique par la méthode de la sous-structure, calculés aux points des observations. La trace TST11 correspond au mouvement à la base de la fondation (d'après [145]). . . . .	63
38	Mouvement du sol de Mexico observé et simulé sans tenir compte de la couche urbaine (d'après [144]). Le mouvement du sol Co56 num correspond au mouvement sismique calculé en convoluant la réponse 1D de la colonne de sol à Co56 par le mouvement au rocher (Tacubaya). . . . .	64
39	Excitation de la structure test de Volvi (Grèce) par un tir d'explosif et identification de l'effet de sa vibration sur un mini réseau de stations sismologiques situées dans son voisinage proche (d'après [143]). . . . .	65
40	Le quartier Roma Norte de Mexico et la répartition des bâtiments analysés sur la zone. . . . .	67
41	Effets de l'ISV sur le mouvement du sol et l'estimation des effets de site par la méthode des rapports spectraux (d'après [144]). . . . .	68
42	Bilan énergétique de l'interaction site-ville simulée sur des configurations typiques de celle de Roma Norte (Mexico) et indication des réalités urbaines telles que Roma Norte, Nice et Grenoble (d'après [144]). . . . .	69
43	(a) Modèles de bâtiments nucléaires testés in-situ. (b) Courbes de résonance obtenues sur le bâtiment principal lors d'un test de vibrations forcées avant et après la construction du bâtiment secondaire. (c) Courbes de résonance obtenues sur le bâtiment secondaire lors d'un test de vibrations forcées avant et après la construction du bâtiment principal. (D'après [209]) . . . . .	71
44	Exemples de mouvement à la surface du sol, calculé à différentes distances d'un bâtiment soumis à une sollicitation de type essai de lâcher. Le signal de la première rangée correspond au déplacement total $u^T(t)$ calculé au sommet des systèmes B2E-Soll et B1S-Soll décrites dans [272]. Les valeurs reportées à droite de chaque trace correspondent à l'amplitude maximale du mouvement en champ libre exprimée en pourcentage de l'amplitude maximale au sommet de la structure (d'après [272]). . . . .	72

45	Exemples de déplacements $u^T(t)$ calculés au sommet des bâtiments B1E-B1S, B2E-B2S et B5E-B5S pour les cas où ils sont fondés sur (a) le sol de type I et (b) le sol de type III. Trois éloignements ont été testés, qui correspondent à $L_1 = H_a/4$ , $L_2 = H_a/2$ et $L_3 = H_a$ . Les classes de bâtiments présentées correspondent aux cas où $\tilde{f}_p > \tilde{f}_a$ (B1E-B1S), $\tilde{f}_p \approx \tilde{f}_a$ (B2E-B2S) et $\tilde{f}_p < \tilde{f}_a$ (B5E-B5S). Pour exemple, sont donnés à droite le déplacement $u^T(t)$ du bâtiment actif, pour le cas du bâtiment passif B2E reposant sur le sol I (haut) et III (bas). Les configurations des sols et des bâtiments sont décrites dans [272]. . . . .	73
46	Réponses spectrales des systèmes sol-structure présentés Fig. 45. . . . .	74
47	(a) Modèle du bâtiment utilisé en centrifugeuse. (b) mouvement au sommet des structures B1 et B2 en fonction du temps, lors d'un choc sur le bâtiment actif B1	75
48	Excitation générée par la chute d'un tablier de pont (localisé en A) et enregistrée dans un bâtiment (en B) situé à quelques dizaines de mètres (d'après [254]). . .	80
49	Dispositif d'excitation placée au sommet de la Milikan Library par Housner (droite) et dispositif plus léger utilisé par l'ENTPE (gauche). . . . .	81
50	Vue schématique des opérations réalisées à partir d'enregistrements de séismes dans les structures afin d'obtenir les différentes composantes du mouvement (la déformation inter-étage $D$ , le roulis $R$ , la torsion $T$ et la translation de la fondation $H$ (d'après [143]). . . . .	83
51	Analyse des différents modes de comportement de la structure de l'hôtel de ville de Grenoble (France) à l'aide de l'instrumentation mise en place au sommet et à la base de la structure par le RAP, et calculés pour le séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France, $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) enregistré sur le site (d'après [255]).	84
52	Cohérence $C_{rd}$ entre le roulis et la déformation inter-étage dans les deux directions de la structure (L et T), calculée pour deux événements enregistrés sur le site test de Volvi (lignes continues et pointillées). Les deux valeurs de fréquence sont les fréquences de vibration de la structure dans les deux directions (d'après [143]). . . . .	85
53	Cohérence $C_{rd}$ entre le roulis et la déformation inter-étage dans les deux directions de la structure (L et T), calculée pour le séisme de Vallorcines (Haute-Savoie, France, $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) enregistré à l'Hôtel de Ville de Grenoble. Les deux valeurs de fréquence sont les fréquences de vibration de la structure dans les deux directions (d'après [255]). . . . .	85
54	Représentation fréquentielle de la réponse de la structure et identification de l'interaction sol-structure pour le cas de Volvi (Grèce) (d'après [143]). . . . .	86
55	Représentation fréquentielle de la réponse de la structure et identification de l'interaction sol-structure pour le cas de l'Hôtel de Ville de Grenoble. Les lignes pointillées sont les trois fréquences du système sol-structure (flexion directions L et T et torsion) estimées expérimentalement par vibrations ambiantes (d'après [255]). . . . .	87
56	Exemple d'identification input-output paramétrique: Identification de la fonction de transfert de la Milikan Library (Californie) à partir des enregistrements du séisme de Big Bear au sommet et à la base de la structure (d'après [107]). . . . .	88
57	Enregistrements dans l'Hôtel de Ville de Grenoble dans la direction longitudinale (haut) et transverse (bas) enregistré en haut (gauche) et en bas (droite) de la structure (d'après [255]). . . . .	89
58	Variation de la fréquence de résonance de l'Hôtel de Ville de Grenoble, en utilisant les données de séismes. La ligne pointillée correspond à la fréquence sous bruit de fond, représentative du système sol-structure (d'après [255]). . . . .	90

59	Variation de la fréquence de vibration d'une structure de 8 étages en fonction du déplacement de la structure au sommet et sur une longue série temporelle d'observations (d'après [200]). . . . .	91
60	Variation de la fréquence de vibration de la Milikan Library depuis sa construction (d'après [110]). . . . .	92
61	Variation de la fréquence de vibration de la Milikan Library lors du séisme de San Fernando (09/02/1971, $M_L = 6.6$ à 31 km) qui provoqua des dommages dans la structure (d'après [253]). . . . .	93
62	Variation de la fréquence de vibration d'une école algérienne, ayant préalablement été endommagée, lors d'un petit séisme (courtesy M. Farsi). . . . .	94
63	Observation (a) et simulation (b) du mouvement de l'Hôtel de Ville de Grenoble pour le séisme de Vallorcines (Haute-Savoie, France, $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005). Le modèle 1D du bâtiment est calé sur les paramètres modaux définis par vibrations ambiantes (d'après [253]). . . . .	95
64	Calcul des spectres de Fourier d'un enregistrement de vibrations ambiantes sur une tour en béton armé de 28 étages. . . . .	97
65	Périodes expérimentales obtenues par vibrations ambiantes sur des bâtiments niçois et grenoblois en fonction de leur hauteur et de leur nombre d'étages (d'après [256]). . . . .	100
66	Périodes expérimentales obtenues par vibrations ambiantes sur des bâtiments antillais en fonction de leur hauteur et comparaison avec les relations classiques précédentes. . . . .	101
67	Exemples de l'effet de l'amortissement sur les spectres de réponse calculés à partir du séisme de Martinique ( $M_w=7.4$ ) enregistré à la station RAP-MATR . . .	102
68	Moyenne et écart type de 70 fenêtres commençant par les mêmes conditions initiales obtenues sur un enregistrement de bruit de fond au sommet d'un bâtiment. En bleu, la trace de toutes les fenêtres recalées en temps. En rouge épais, la moyenne de ces fenêtres (d'après [108]). . . . .	103
69	Comparaison entre la signature du décrétement logarithmique reconstituée à partir des vibrations ambiantes et par essais dynamiques (vibreux) d'un bâtiment en béton armé de Vaulx-en-Verin (France) - Collaboration ENTPE/LGIT (d'après [107]).	103
70	Relations entre amortissement et fréquence de bâtiments niçois obtenus par vibrations ambiantes (d'après [108]). . . . .	104
71	Relation entre fréquence et amortissement estimés par vibrations ambiantes sur les bâtiments de Nice (d'après [107]). . . . .	104
72	Exemple de méthode Peak-Picking sur la tour Ophite de Lourdes. . . . .	105
73	Comparaison des paramètres du mouvement de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble calculés sur la base des paramètres modaux expérimentaux et en utilisant les données accélérométriques du RAP enregistrées dans la structure (d'après [256]). . . . .	107
74	Modélisation de la déformation inter-étage de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble durant le séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France, $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) utilisant le mouvement sismique enregistré à la base et le modèle brochette 1D estimé par vibrations ambiantes dans les deux directions horizontales et en considérant les trois stations à la base de la tour OGH1, OGH2 et OGH3 (d'après [256]). . . . .	108

75	Exemple de la variation de la fréquence obtenue par vibrations ambiantes en fonction de l'état d'endommagement des structures de Boumerdes suite au séisme du même nom (Algérie, Mw=6.8, 21 mai 2003. En rouge les bâtiments endommagés, en vert ceux non endommagés et en orange ceux classés entre les deux lors des inspections post-sismiques (d'après [111])). . . . .	109
76	Station CityShark II connecté à un capteur 3 composantes Lennartz 5 secondes.	110
77	LASER utilisé pour la mesure à distance de la vibration d'une structure. (b) Spectre de puissance au sommet de la structure par mesure vélocimétrique classique et par LASER (d'après [150])). . . . .	111
78	Différentes méthodes et différents niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant. . . . .	115
79	Exemple de fonction de probabilité d'endommagement (d'après [124])). . . . .	118
80	Exemple de fonction de probabilité d'endommagement pour une probabilité de dommage de 60% pour une intensité donnée (d'après [245])). . . . .	119
81	Typologie de l'échelle européenne macrosismique EMS98 et classes de vulnérabilité associée (d'après [139])). . . . .	121
82	Définition des niveaux de dommage des bâtiments en maçonnerie selon l'Echelle Macrosismique Européenne (d'après [139])). . . . .	123
83	Définition des niveaux de dommage des bâtiments en béton armé selon l'Echelle Macrosismique Européenne (d'après [139])). . . . .	123
84	Fonction de probabilité d'endommagement (d'après [139])). . . . .	124
85	Principe de la méthode en déplacement dite du point de performance (d'après [1])).	125
86	Fonction des dommages selon la méthode du GNDT. . . . .	128
87	Le zonage sismique de la France, pays à sismicité modérée. . . . .	132
88	Origine des dommages observés lors des tremblements de terre (d'après [84]).	132
89	Exemple de dommages observés lors du séisme de Lambesc sur des constructions en maçonnerie . . . . .	133
90	Illustration des niveaux de dommage de l'échelle Macrosismique Européenne (d'après [139], [220])). . . . .	134
91	Comparaison entre le dommage calculé par la méthode RiskUE et la méthode VULNERALP sur la ville de Nice (d'après [151])). . . . .	135
92	Urbanisation de la ville de Grenoble (d'après [151])). . . . .	138
93	Identification des quartiers grenoblois en fonction (a) de leur époque et (b) de la nature de construction (d'après [151])). . . . .	139
94	Scénario de dommages sur la ville de Grenoble pour un séisme produisant une intensité VII (d'après [251])). . . . .	140
95	a) Localisation de Grenoble en France. b) L'Hôtel de Ville de Grenoble, vue depuis le Sud-Est. c) Coupe et vue en plan d'un étage courant de la structure principale de l'Hôtel de Ville (d'après [255])). . . . .	142
96	a) Décomposition dans le domaine fréquentiel des mesures de vibrations ambiantes de l'Hôtel de Ville de Grenoble. b) Modes de comportement associés à l'Hôtel de Ville de Grenoble (d'après [255])). . . . .	143
97	Comparaison entre le mouvement de la structure observé (ligne noire) et calculé par un modèle analytique brochette 1D (ligne grise) au sommet de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005, $M_L$ 4.9), dans la direction longitudinale (gauche) et transverse (droite) pour chaque couple de station haut/bas (d'après [255])). . . . .	145

98	a) Maille du modèle éléments finis de l'Hôtel de Ville de Grenoble, et déformations modales numériques pour les modes de flexion longitudinale (b), transverse (c) et de torsion (d); e) Comparaison entre le mouvement de la structure observé (ligne noir) et calculé par un modèle éléments finis multi-fibres (ligne grise) au sommet de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005, $M_L$ 4.9), dans la direction longitudinale et transverse à la station OGH4. f) Transformée de Fourier des traces calculées et observées (d'après [255]).	146
99	Comparaison entre le mouvement inter-étage calculé en utilisant le modèle analytique 1D basé sur les paramètres modaux expérimentaux (ligne noir) et calculé par un modèle numérique éléments finis (ligne grise) le long de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005, $M_L$ 4.9), dans la direction longitudinale (ligne continue) et transverse (ligne discontinue) (d'après [255]).	147
100	Courbe de fragilité du dommage "léger" pour trois bâtiments de Grenoble en considérant une limite de déformation inter-étage de $3.10^{-3}$ (gauche) et de $4.10^{-3}$ (droite) (d'après [255]).	148
101	Courbes de fragilité de l'état de dommage «léger» pour les modèles médians représentatifs des différents types de la BDT Grenoble. En haut : méthode 1; En bas : méthode 2; A gauche: types béton armé; A droite: types maçonnerie (d'après [251]).	149



# 1 Introduction

Les tremblements de terre sont parmi les phénomènes naturels ceux qui, depuis longtemps, frappent le plus l'imagination de l'homme. En effet, ils sont brusques et soudains, et les victimes qu'ils causent en quelques instants peuvent se compter par milliers. Ils revêtirent longtemps un caractère plus mystérieux encore car ils ébranlaient la croyance innée de l'homme en la fixité de la terre. Même si aujourd'hui les origines physiques des tremblements de terre sont de mieux en mieux connus, la puissance des secousses étonne encore parfois. Qui a subi un tremblement de terre modéré ou fort dans un bâtiment en béton armé s'effraie de l'impression de facilité avec laquelle les murs et les planchers s'ébranlent, perturbant la croyance de l'homme moderne en la solidité des constructions en béton armé. Aucune autre force naturelle ne peut en un temps aussi court accumuler autant de dommages et de victimes. Les exemples catastrophiques les plus contemporains, tels que le séisme d'Izmit (Turquie, 1999, Mw=7.6), de Kobe (Japon, 1995, Mw=7.3), de Boumerdès (Algérie, 2003 Mw=6.7), du Kashmir (Pakistan, 2005, Mw=7.6), du Sichuan (Chine, 2008, Mw=7.9) montrent la fragilité des environnements urbains face à la puissance destructrice de ces événements. Que l'on soit en Chine, en Algérie, en Turquie ou en Italie, les mêmes observations se répètent: les bâtiments les plus fragiles sont très endommagés, les constructions anciennes en maçonnerie ou en terre résistent les moins, les écoles subissent très souvent de plein fouet les secousses, les zones de destructions sont très dispersées sans logique géographique claire et les populations sont souvent prises par surprise. Pourtant, derrière ces observations générales et répétitives se cache une logique scientifique évidente qui mieux maîtrisée et mieux contrôlée permettrait de réduire l'impact de ces séismes sur les zones urbaines.

Déjà, en son temps, Rousseau avait pointé du doigt les incohérences urbaines de Lisbonne qui avaient conduit à amplifier l'impact du séisme de 1755. Nous sommes alors au XVIII<sup>me</sup> siècle et l'origine des secousses sismiques reste encore un mystère: on parle d'êtres imaginaires remuants à l'intérieure de la terre, d'effondrement de gigantesques cavités souterraines, et les secousses de la terre sont naturellement considérées comme des punitions infligées par le ciel. Paul Lemoine (1928) rapporte qu'à la suite d'un léger tremblement de terre se produisant dans la Somme en 1756, les habitants de nombreuses communes se rendirent nu-pieds à la chapelle voisine. Nous sommes alors loin de la tectonique des plaques et de l'origine scientifique des tremblements de terre et pourtant la modernité née du siècle des lumières qui voulait soulager le sort des hommes en les rendant "maîtres de toutes choses" amène Rousseau à reconsidérer les causes de la catastrophe de Lisbonne. Le 1<sup>er</sup> novembre 1755, la ville entière est anéantie par un tremblement de terre qui provoque une secousse morale dans l'Europe. A l'époque, les progrès de la connaissance scientifique avaient suscité une école de pensée, l'optimisme, qui dominait la vie intellectuelle d'alors. Elle reposait sur la certitude que l'homme pouvait connaître toutes les lois ordonnant l'univers et que ces dernières étaient d'ordre divin, lui-même harmonieux et fondamentalement bon. Lors du séisme de Lisbonne, tout le système métaphysique, qui établissait que le mal, d'origine divine, n'était qu'un "effet de perspective" dans la meilleure des créations possibles, s'effondre. Tandis que Voltaire récuse toute justification du mal d'origine divine, Rousseau en 1756 lui répond que si l'on "n'avait point rassemblé là vingt mille maisons de six à sept étages et que si les habitants de cette grande ville eussent été dispersés plus également, et plus légèrement logés, le dégât eût été beaucoup moindre, et peut-être nul".

Par cette phrase, Rousseau résume à lui seul les observations faites depuis, lors de chaque tremblement de terre. Il exprime clairement l'antropisme de toute catastrophe dite naturelle. Sans tomber dans l'excès d'une "rousseauisation" excessive qui ferait peser sur l'homme la

responsabilité de toutes les catastrophes naturelles, on constate une connexion forte entre le phénomène naturel, l'action de l'homme et la catastrophe: c'est la relation classique avec laquelle débute chaque exposé abordant les notions de risque, d'aléa et de vulnérabilité. Le risque  $R$  est par définition la réunion d'un aléa  $A$ , d'une vulnérabilité  $V$  à cet aléa et de la valeur de l'élément exposé  $E$  :

$$R = A.V.E \quad (1)$$

Voici les définitions données lors de la Décennie Internationale pour la Prévention des Catastrophes Naturelles [102].

- Risque : « Espérance mathématique de pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier ».
- Aléa : « Événement menaçant ou probabilité d'occurrence dans une région et au cours d'une période données, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages ».
- Éléments exposés ou éléments à risque : " Population, constructions et ouvrages de génie civil, activités économiques, services et infrastructures publiques, etc., exposés à un aléa ". Un élément exposé ayant une valeur constitue un enjeu.
- Vulnérabilité : « Degré de perte (de 0 % à 100 %) d'un élément à risque résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels ».

On pourrait débattre longtemps sur la définition et les limites de ces notions, suivant que l'on se place du côté du sismologue, de l'ingénieur ou du sociologue. Coburn et Spence [84] rappellent cependant qu'au cours du dernier siècle, le coût des séismes ramené à la valeur de l'année 2000 est de l'ordre de mille milliard de dollars. Rapporté par an, ils constatent que cette valeur augmente au cours du XX<sup>me</sup> siècle, essentiellement à cause de l'augmentation et de la concentration des populations dans des grands centres urbains exposés à un aléa sismique fort.

Pourtant, depuis un siècle, l'aléa ou encore le nombre de séismes par an, n'a ni augmenté ni diminué: seul la vulnérabilité des milieux a évolué. En effet, quelque 50 000 tremblements de terre se produisent en moyenne chaque année, résultat des mouvements de plaques tectoniques. Parmi ces 50 000 événements, quelques uns sont d'une magnitude potentiellement dévastatrice. En dépit de l'amélioration de notre connaissance depuis la confirmation de l'existence de la tectonique des plaques avancée en 1912 par Wegener et confirmée par Hess [157] et Deitz [101], il est toujours impossible de connaître exactement où et quand se produiront les prochains grands tremblements de terre. Ce que l'on connaît par contre, c'est l'énorme croissance de la population urbaine située le long des lignes de faille sismiques connues, ce qui rend plus que probable le fait que les futures catastrophes surpasseront celles de San Francisco ou Tokyo (Fig. 1A). Non seulement le nombre de personnes à risque est plus élevé que jamais, mais la concentration des richesses et des infrastructures modernes dans les mégapoles pourrait provoquer un tremblement de terre en zone urbaine infiniment plus dévastateur en termes économiques que le tremblement de terre de Kobe en 1995, qui a pourtant causé des pertes économiques de plus de 100 milliards de dollars, ce qui en fait, à ce jour, l'une des catastrophes naturelles les plus coûteuses de tous les temps. En France, nous ne sommes pas en reste. La sismicité modérée de notre pays conduit à un oubli rapide (voir un déni) du risque sismique. Pourtant, un séisme historique majeur a eu lieu au XX<sup>me</sup> siècle qui produisit des effets importants dans la région rurale de Lambesc (Aix-en-Provence). Pour une magnitude estimée supérieure à 6, ce séisme dit

séisme de Lambesc (1909), a servi de base en 1982 à une simulation du Ministère en charge de l'environnement [246] afin d'évaluer quel impact ce séisme aurait s'il se produisait maintenant. Cette simulation conclut alors à des effets directs et indirects majeurs sur les constructions, les vies humaines et l'économie, cette région ayant subi des transformations socio-économiques importantes depuis 1909.

C'est l'effondrement des bâtiments qui tue les gens, pas l'intensité des tremblements de terre eux-mêmes. De lourdes pertes sont causées non pas tant par les tremblements de terre que par les constructions qui ne sont pas dimensionnées pour répondre à des secousses importantes. En réduisant la vulnérabilité, on réduit le risque induit par l'aléa. Cette réduction doit être raisonnable, c'est-à-dire qu'il n'est pas question de réduire la vulnérabilité de façon à supporter n'importe quel type de séisme. Elle ne pourra donc être effective et efficace que si l'aléa est connu et défini précisément. C'est tout l'enjeu de la sismologie urbaine de comprendre les phénomènes contrôlant la réponse des éléments de construction, leur interaction avec le mouvement du sol et de trouver le moyen de définir l'aléa sismique local en cohérence avec l'élément urbain. Ohta et al. [270] montrent ainsi Fig. 1B que la perte économique suite à un séisme va dépendre évidemment du niveau de sismicité mais surtout de la qualité des constructions et de l'investissement parasismique, qui se retrouvent à la fois dans des principes de construction adaptés et dans la définition de l'aléa sismique.

Dans la littérature scientifique, on retrouve le terme "sismologie urbaine" dans des études essentiellement consacrées à l'analyse et à l'interprétation de la sismologie enregistrée en milieu urbain, en relation avec des prédictions de dommages. Ainsi, Meremonte et al. [250] abordent la sismologie urbaine comme l'interprétation des dommages observés dans la région de Los Angeles suite au séisme de Northridge (1994) par la présence d'effets de site importants. En 2006, Ritter et al. [291] abordent également la sismologie urbaine uniquement d'un point de vue du mouvement du sol pour expliquer les dommages des séismes passés observés dans Bucarest (Roumanie). Dans le bassin de Taiwan, l'analyse de la sismicité se justifie par la présence d'une zone à risque sismique important car l'aléa y est très fort, la population très dense et les effets de site évidents. Là encore, Wang [348] énonce la sismologie urbaine par un niveau de risque important, mais seul l'aléa local, c'est-à-dire le mouvement du sol dans le bassin de Taipei, est concerné par cette étude.

La sismologie urbaine consiste à s'intéresser simultanément à la définition de l'aléa local, à la réponse et au comportement des structures sous séismes mais également à la particularité du champ d'onde que l'on peut observer en zone urbaine. Finalement, on s'intéressera à la sismologie urbaine afin de pouvoir comprendre la répartition des dommages sismiques en milieu urbain, qui dans certains cas peut montrer des variations latérales importantes, sur des courtes distances, mais aussi faire apparaître des endommagements très localisés dans les structures (Fig. 2). Comprendre ces observations nécessite d'intégrer l'ensemble du milieu urbain, depuis le mouvement du sol jusqu'à la réponse de la ville.

Le milieu urbain présente des caractéristiques sismologiques particulières et intéressantes à plus d'un titre. L'analyse du champ d'ondes sismiques en milieu urbain a montré l'importance des formations sédimentaires de surface sur le mouvement sismique. On sait en particulier depuis 1985 et le fameux séisme de Michoacan (Mexique) les conséquences que peuvent entraîner des formations très molles et des remplissages sédimentaires à géométrie complexe (2D ou 3D) sur le mouvement du sol. Le cas de Mexico est d'autant plus intéressant que l'épicentre du séisme était très éloigné de la ville et que la similitude des fréquences du sol et de certains

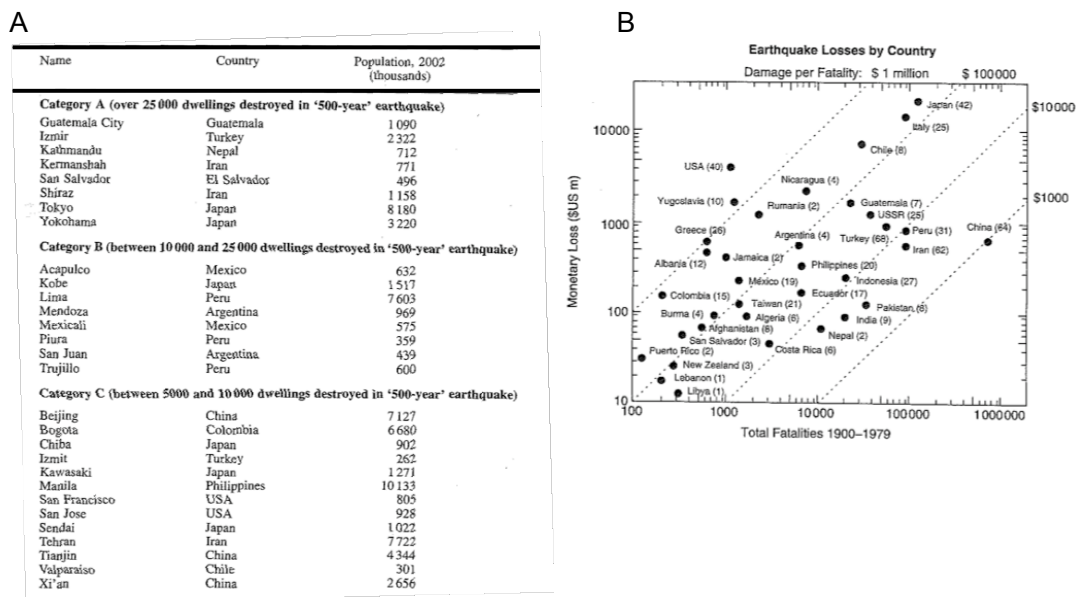


Figure 1: A: Villes mondiales exposées à un niveau de risque élevé, calculé comme le nombre probable de destruction de foyers pour le séisme caractéristique à 500 ans de période de retour (d'après [84]). B: Nombre de victimes et pertes économiques liés au séisme par pays (d'après [270]). La position des pays sur cette figure est fonction de leur niveau de sismicité ainsi que du niveau de vulnérabilité de leur parc immobilier et du niveau d'investissement en protections parasismiques. Les pays les plus sismiques seront ainsi vers le coin en haut à droite et les moins sismiques vers le coin en bas à gauche. La ligne entre ses deux coins sépare les pays les plus riches (au-dessus de la ligne), c'est-à-dire avec une meilleure prise en compte du risque sismique, des pays plus pauvres (en dessous de la ligne).

bâtiments a été la cause des dommages les plus importants. Malheureusement, des effets de site de nature géologique s'observent dans la plupart des villes situées en zones sismiques. De fortes variabilités latérales du mouvement du sol peuvent ainsi apparaître. Pour réduire le risque sismique en milieu urbain, il faut pouvoir les identifier, les caractériser et les intégrer à la définition de l'aléa local. Tandis que les pays à forte sismicité peuvent se permettre le déploiement de grands instruments de mesures de l'activité sismique (Japon, Californie, Taiwan...), il faut également pouvoir cartographier la variabilité des effets d'un séisme sur une ville exposée à une sismicité modérée avec des méthodes adaptées au niveau de sismicité. Après un rappel bref de l'origine physique des effets de site et de leurs conséquences sur le mouvement sismique, le document détaillera quelques méthodes d'observation et de reconnaissance de ces effets à travers des exemples précis.

Tandis que le risque sismique consiste bien souvent à aborder séparément l'aléa et la vulnérabilité, il est légitime de se demander si l'urbain peut modifier, perturber voir contaminer le mouvement sismique incident. On sait bien qu'une onde sismique est sensible à toute hétérogénéité qu'elle rencontre, surtout quand celle-ci possède des propriétés différentes de l'environnement où elle se trouve. Pourquoi ne pas alors considérer les bâtiments comme des points rigides et

Izmit, 1999



Kobe, 1995



Figure 2: Exemple de variabilité latérale des dommages sismiques observée lors du tremblement de terre Izmit (Turquie) de 1999 (gauche) et dommage localisé dans une structure moderne au cours du séisme de Kobe (Japon) de 1995 (droite). Source web: Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Istanbul, Turquie, [www.eas.slu.edu](http://www.eas.slu.edu) - Kobe: source inconnue.

oscillants, perturbant le champ d'onde en milieu urbain? Cette question est d'autant plus pertinente en présence d'un habitat dense et massif, ce qui à l'aube du XXI<sup>me</sup> siècle semble être l'évolution majeure des grandes concentrations urbaines. Cette interrogation sera au coeur de cette deuxième partie, illustrée par des observations et des simulations réalisées ces dernières années.

Enfin, caractériser les effets de site est d'autant plus critique que le bâti existant va lui-même présenter des hétérogénéités. Des époques de construction différentes, des techniques et des matériaux qui évoluent, des dispositions architecturales qui transformèrent le gabari des édifices font que l'environnement urbain est très hétéroclite. La réponse urbaine va donc varier d'un point à l'autre de la ville. En conséquence, la nécessité – particulièrement dans notre "vieille Europe" – de traiter le problème de l'existant, et ce toujours avec des moyens très limités, conduit à proposer des méthodes d'analyse de la vulnérabilité à l'aide de méthodes adaptées au contexte sismologique. Dans cette troisième partie, les objectifs et l'état de l'art des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique seront présentées. On distinguera en particulier l'approche expérimentale s'appuyant sur la recherche des caractéristiques dynamiques d'un bâtiment de l'approche empirique, mieux adaptée à l'échelle globale (une ville entière). L'utilisation des enregistrements de vibrations ambiantes en structure comme moyen simple et rapide d'auscultation dynamique sera particulièrement détaillée dans la quatrième partie.

Des efforts et des avancées scientifiques ont été réalisées depuis l'événement de Lisbonne. Des formations sédimentaires, un habitat hétérogène de plus en plus concentré sont les ingrédients d'une sismologie des villes bien différente de la sismologie des champs.

## **2 Mouvement du sol en milieu urbain et effets de site**

### **2.1 Paramètres du mouvement du sol**

De la même façon que la magnitude d'un séisme a été "inventée" de façon à ranger les séismes dans une échelle et à les classer les uns par rapport aux autres [289], l'importance du mouvement du sol est classée selon des paramètres. Plutôt que le séisme lui-même, ils représentent ses effets en un lieu donné, calculés à partir d'un enregistrement du mouvement du sol ou sur la base d'observations post-sismiques. Dans la littérature, un grand nombre de paramètres existent, certains empiriques d'autres plus physiques. Dans ce document, seuls les plus courants et en rapport direct avec le milieu urbain seront détaillés.

#### **2.1.1 L'intensité macrosismique**

La magnitude n'est pas suffisante pour définir l'importance d'un séisme sur un milieu urbain. En effet, en fonction de la distance à la source et de certaines conditions locales, les effets d'un séisme peuvent être plus importants alors même que la magnitude est plus faible. L'agression du mouvement du sol sur une structure est quantifiée en fonction d'une intensité sismique, ou intensité macro-sismique. Macro-sismique car elle est généralement utilisée afin de regrouper les effets du séisme en zones d'intensité homogène, englobant une région et définissant ainsi des contours d'égale intensité, ou isoséistes. En général, l'intensité diminue avec la distance mais des conditions particulières telles que des effets de site ou des effets de directivité liés à la position et à l'orientation de la source peuvent dans certains cas créer des anomalies dans les cartes macro-sismiques (Fig. 3).

Plusieurs échelles d'intensité existent (Fig. 4). Les plus anciennes étaient essentiellement basées sur l'observation des effets du mouvement du sol sur l'homme et son environnement direct (vibrations des objets, ressenti en fonction de sa position et de son activité). L'échelle d'intensité de Mercalli établie en 1902 puis Mercalli Modifiée en 1956 (IMM), certainement la plus ancienne et la plus utilisée, comprend 12 niveaux, depuis le plus faible (I: non ressenti par personne) jusqu'au plus considérable (XII: destruction totale). Plusieurs échelles ont été proposées depuis, en fonction des époques et des régions d'application. Actuellement en Europe, l'échelle EMS98 (European Macrosismic Scale, [139]) a été adoptée par la communauté européenne comme un standard. Elle contient 12 niveaux et en plus du ressenti, elle intègre les dommages observés en fonction de la qualité de la construction. Ainsi, elle a permis de définir un niveau de dommage (ou échelle de dommage) et une typologie des constructions en fonction de leur vulnérabilité sismique. Cette échelle sera abordée en détail dans la partie III.

Il est important de noter que ces échelles ont permis de classer et d'évaluer l'importance des séismes historiques pour lesquels aucune donnée physique n'était disponible. En analysant les écrits historiques qui racontaient les phénomènes, il est possible de positionner grossièrement l'épicentre et d'évaluer l'importance de l'événement. L'activité d'observation des tremblements de terre est une discipline récente et le fait d'augmenter la période d'observation, même de façon empirique, contribue à améliorer la définition de l'aléa et participe ainsi à la réduction du risque sismique, en particulier dans des pays à sismicité moyenne. Pour cela, il existe de nombreuses relations empiriques donnant l'équivalence en magnitude de l'intensité macro-sismique ou épiscopentrale, c'est-à-dire sur la zone de l'épicentre, calées sur des séismes récents. D'autres tentatives existent pour relier le mouvement du sol et l'intensité sismique.

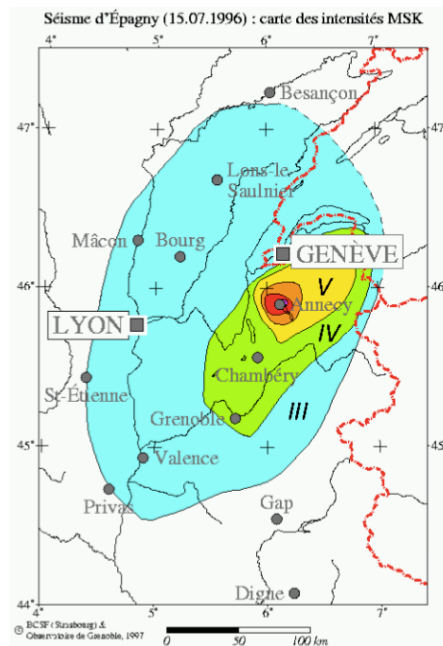


Figure 3: Intensités macrosismiques (échelle MSK) d'après le Bureau Central Sismologique Français (BCSF) du séisme d'Epagny (Annecy, France) du 15 juillet 1996 ( $M_L=4.8$  source Ré-NaSS).

Les intensités sont essentiellement établies sur la base d'enquêtes réalisées sur le terrain, auprès de la population et des collectivités locales, afin de décrire le ressenti de la population et de relever les dommages. Des tentatives sont faites actuellement pour améliorer la collecte d'information afin de prévenir et d'informer en alerte les autorités. Le Bureau Central Sismologique Français (BCSF) basé à Strasbourg, propose depuis quelques années un questionnaire en ligne permettant une première évaluation rapide des intensités. L'utilisation des photo-aériennes et satellites tentent également d'évaluer les contours des zones les plus endommagées (e.g., [294] [78] [244]): ces informations doivent permettre d'améliorer la gestion de crise et la mise en place de plan de secours à l'échelle d'une nation ou d'un continent. Cependant, l'intensité se base également sur le ressenti de la population. Actuellement, le Centre Sismologique Euro-Méditerranéen EMSC/CSEM, basé à Paris, explore de nouvelles approches pour identifier en temps réels comment une secousse a été perçue et limiter ses contours géographiques [45]. Sachant que les populations cherchent de plus en plus à acquérir de l'information, le CSEM/EMSC contrôle en permanence le nombre d'accès à son site internet, en repérant le lieu de la connexion par ces adresses IP. L'exemple Figure 5 montrent ainsi que avant même d'avoir reçu une information des réseaux de surveillance sismique, le CSEM/EMSC pouvait avoir une première information, certes empirique, sur l'occurrence d'un séisme, uniquement en fonction des connexions internet. On peut ainsi imaginer l'importance d'un séisme en couplant photographies satellites et connexions (ou absence de connexions) .



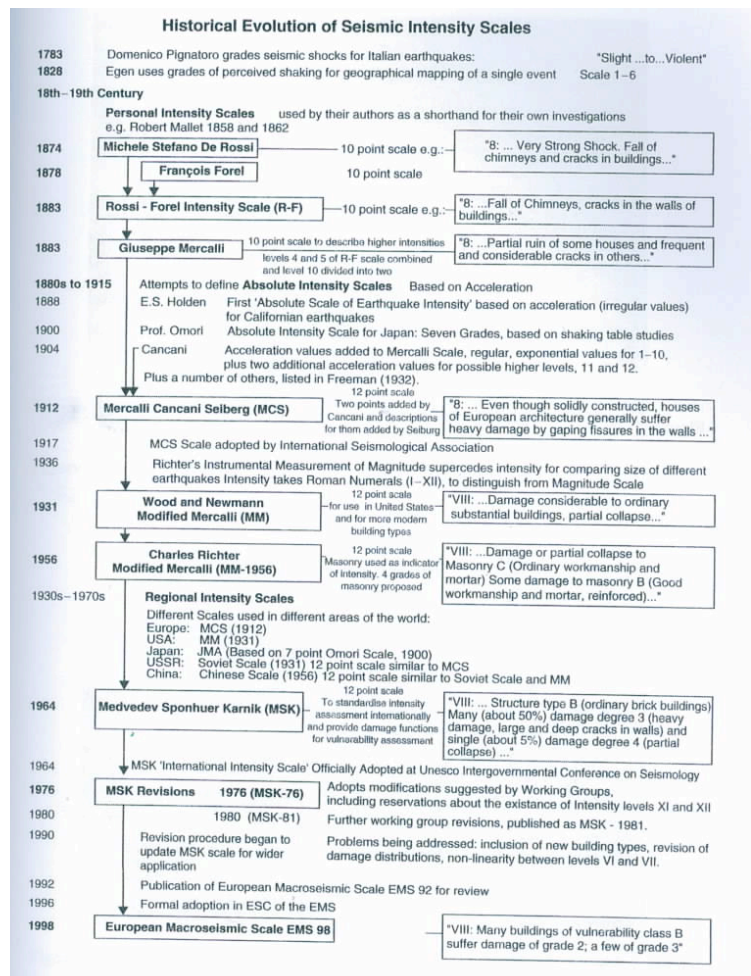


Figure 4: Historique des échelles d'intensité macrosismique (d'après [84]).

### 2.1.2 Indicateurs de nocivité du mouvement du sol

Rapidement après les premiers enregistrements du mouvement du sol, les ingénieurs-sismologues ont vite compris que des informations basiques pouvaient être extraites de ces enregistrements pour des applications en sismologie de l'ingénieur et en génie parasismique. En effet, dans les trois directions, c'est une information indispensable afin de dimensionner une structure résistante au séisme. C'est en partie pour cela que les réseaux accélérométriques se sont généralisés dans les pays les plus sismiques (Californie, Japon, Mexique) à partir des années 1930. Evidemment, tandis qu'au commencement les stations étaient peu nombreuses et très réparties, il a fallu attendre longtemps avant de se rendre compte de l'apport de ces réseaux sur la compréhension du mouvement sismique en milieu urbain. Cependant, rapidement les réseaux se sont étendus et de nombreuses informations ont été collectées tandis que le nombre d'observations augmentaient.

Parmi les réseaux les plus "incroyables", on peut citer ceux de Taiwan et du Japon qui possè-



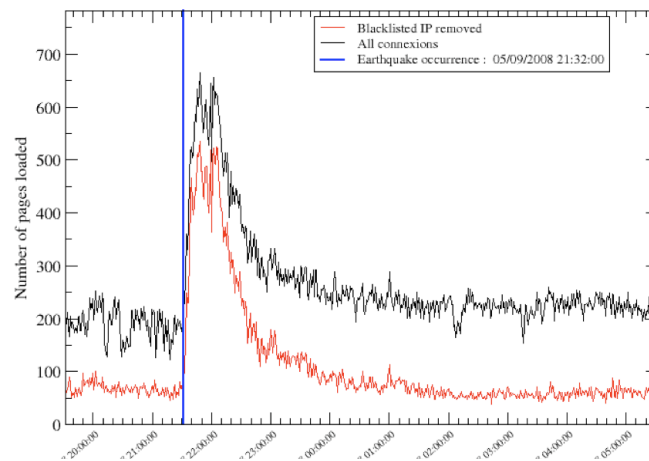


Figure 5: Augmentation des connexions internet au site du CSEM/EMSC suite à un tremblement de terre en Grèce (d'après [45]).

dent un nombre incroyable de stations et fournissent des données en grande quantité, permettant toutes les configurations possibles [332] [265]. Par exemple, l'échantillon d'information sur le couple magnitude/distance ou accélération maximale/condition de site est quasiment complet et de nombreuses avancées scientifiques ont été faites grâce aux données japonaises (e.g., [285] [90]). En France, le réseau accélérométrique permanent RAP (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>) existe depuis 1996 et a lui aussi contribué à l'évaluation de l'aléa sismique français [280].

Avec l'apparition d'un nombre de plus en plus important de données, on constate que le mouvement du sol va être très variable. La Figure 6 montre tout un panel de données accélérométriques, d'allures très variables, pour différentes valeurs de magnitude et de distance. On observe des accélérations maximales du même ordre de grandeur pour des magnitudes différentes. Cette observation montre que pour des champs proches, la valeur d'accélération est contrôlée par la source (et en particulier la chute de contrainte) tandis qu'en champ lointain l'accélération va essentiellement être contrôlée par la distance à la source. Les stations sur sites sédimentaires montrent aussi des amplitudes plus fortes, liées aux problèmes des effets de site. Par contre, la magnitude va fortement influencer la durée de la secousse, ainsi que le site considéré puisque pour un même séisme, enregistré à une distance identique, la trace ne va pas avoir la même durée. Les conséquences directes de ces variations vont porter sur l'amplitude maximale du mouvement (lois d'atténuation spécifiques), sur la durée de la secousse et sur le contenu fréquentiel, trois caractéristiques qui vont avoir des implications sur la réponse des structures, et donc sur leur intégrité. Avec ces enregistrements, une réflexion a rapidement débuté afin d'en extraire des informations permettant de faire le lien direct avec l'endommagement des structures. De nombreux paramètres ont alors été proposés, afin de rechercher un indicateur de la nocivité de la secousse.

1. **Accélération, vitesse, déplacement.** L'accélération maximale du sol (ou PGA: Peak Ground Acceleration) est la valeur la plus facile à extraire de l'accélérogramme. Elle correspond au maximum de la valeur absolue de l'accélération. Du fait de sa simplicité, elle a

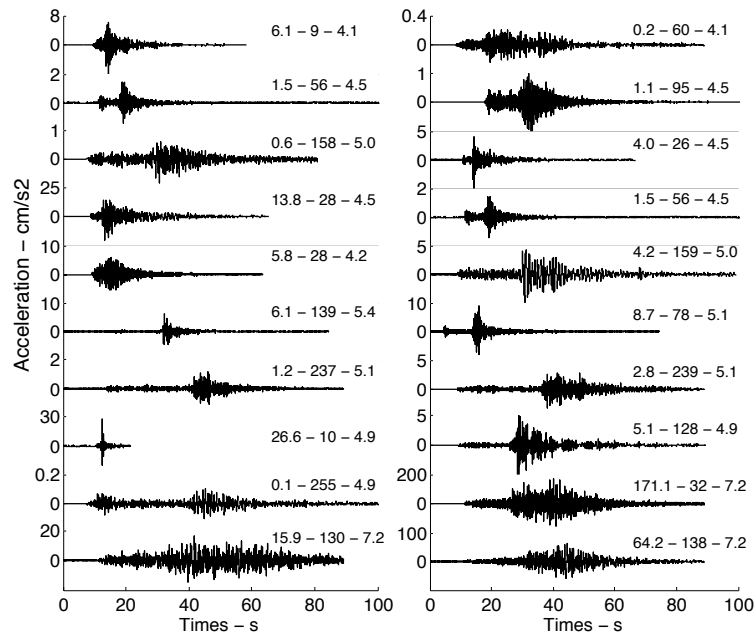


Figure 6: Exemples d'accélérogrammes extraits de la base de données du Réseau Accélérométrique Permanent RAP (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>), montrant la variabilité du mouvement sismique en fonction de la distance, de la magnitude et des conditions de site.

été très utilisée pour caractériser l'importance de mouvement du sol. Cependant, comme nous l'avons vu sur la figure 6, elle ne donne qu'une description partielle du mouvement, en considérant le mouvement à période nulle. La vitesse et le déplacement maximum du sol (soit PGV et PGD pour *Peak Ground Velocity* et *Peak Ground Displacement*) s'obtient en intégrant le signal accélérométrique. Le processus d'intégration est délicat puisque des hautes périodes vont être introduites dans le processus d'intégration. Cela était d'autant plus vrai que les premiers accélérogrammes analogiques étaient numérisés et des biais sur le temps d'origine et sur la ligne de base pouvaient introduire des erreurs d'évaluation des PGD et PGV. Avec les signaux numériques, les corrections sont plus faciles mais suivant la qualité des appareils, il est nécessaire d'appliquer un processus soigné. Ces deux paramètres sont d'autant plus importants que les vitesses ont un pouvoir destructeurs importants sur les structures, en particulier parce que la vitesse caractérise les fréquences intermédiaires, celles qui concernent les structures. Tandis que vitesse et déplacement s'expriment en unité SI ( $m/s$  et  $m$ ), l'accélération peut s'exprimer en  $m/s^2$  mais, cependant, on emploie bien souvent l'unité  $g$  pour exprimer l'accélération en pourcentage de l'accélération de la gravité.

On observe Fig. 7 que la seule information sur l'amplitude maximale du sol ne convient pas pour définir un accélérogramme puisque la durée et le contenu fréquentiel de la secousse sismique ne sont pas du tout intégrés dans le PGA, PGD ou PGV. Cependant, les valeurs de PGA restent très utilisées en particulier pour définir des modèles de prédictions empiriques du mouvement du sol, qui interviennent en particulier dans l'élaboration des cartes d'aléa probabiliste. Un des enjeux actuels de la recherche tente de réduire

l'incertitude des modèles prédictifs, en essayant d'identifier l'origine de la variabilité observée du mouvement sismique. On sait par exemple que l'atténuation augmente avec la distance et que les conditions de site vont introduire une variabilité importante. Cependant, Pousse et al. (2008) ont montré récemment (Fig. 8) que les lois de prédiction basées sur des données de séisme de magnitude forte s'atténuaient moins rapidement avec la distance que pour les séismes modérés. Il convient alors de s'interroger sur la variabilité introduite par la source sismique elle-même. Cette variabilité a été observée par Atkinson [25] et Douglas et al. [105], qui montrèrent que des séismes de même magnitude, localisés au même endroit et enregistrés par la même station, donnaient une variabilité importante du mouvement sismique.

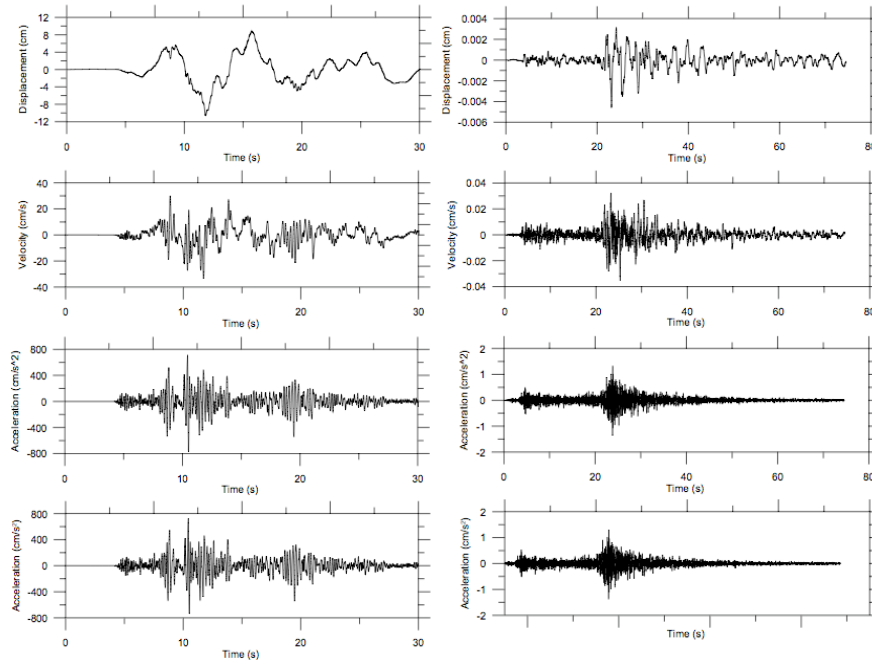


Figure 7: Exemples d'enregistrements d'un fort (gauche) et d'un petit (droite) mouvement du sol en accélération (rangée 1), accélération filtrée entre 0.1 et 30 Hz (rangée 2), en vitesse (rangée 3) et en déplacement (rangée 4), d'après le groupe de travail NA5 du projet européen NERIES [316].

2. **Intensité, énergie.** L'importance du mouvement du sol peut être décrite par plusieurs grandeurs physiques représentant l'énergie ou l'intensité du signal. La plus courante est appelée l'Intensité d'Arias  $I_a$  [21] définie comme la somme du carré de l'accélération, calculée sur la durée du signal, soit l'expression:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a^2(t) dt \quad (2)$$

L'intensité d'Arias est un paramètre qui rend compte du pouvoir destructeur d'un séisme. Plusieurs corrélations existent entre la valeur de  $I_a$  et la résistance des structures, mais

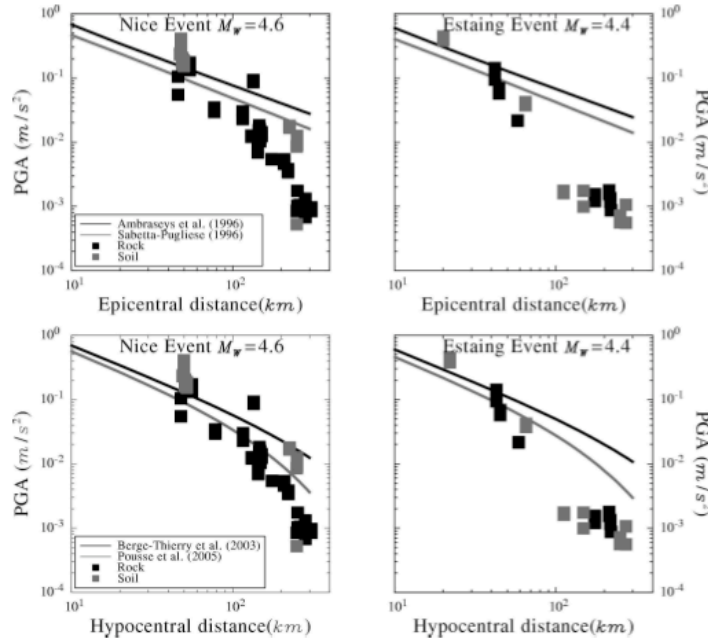


Figure 8: Exemple d'atténuation par rapport au lois européennes

aussi la liquéfaction et les déclenchements de glissements de terrain. Par conséquent, des modèles empiriques d'atténuation de l' $I_a$  existent dans la littérature [324] qui prédisent la variation de ce paramètre en fonction de la magnitude de moment et de la distance.

Housner propose également en 1952 un paramètre d'intensité, appelé Intensité d'Housner [168] ou *Response Spectrum Intensity*, basé sur la somme entre 0.1 et 2.5 secondes de la réponse en vitesse d'un oscillateur à un Degré-de-Liberté (1-DDL) (voir § 2.1.3), d'amortissement  $\zeta$  (généralement égale à 5%), qui s'exprime ainsi:

$$I_{Housner}(\zeta) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(\zeta, T) dT \quad (3)$$

Enfin, le diagramme d'Husid [180] correspond à l'évolution temporelle de l'énergie sismique normalisée par la totalité de l'énergie contenue dans le signal. Ce paramètre, très utilisé, s'exprime par:

$$Husid = \frac{\int_0^t a^2(t) dt}{\int_0^\infty a^2(t) dt} \quad (4)$$

Des corrélations existent entre ce paramètre et la quantité de dommage, comme l'exemple proposé par Elenas and Meskouris [114] montré Fig. 9 lors du séisme de Kobé, qui reproduit l'évolution de l'Husid avec la variation de l'endommagement.

3. **Durée.** Le calcul de la durée se doit d'être précis et indépendant de l'acquisition puisque selon l'instrument, la fin d'une sollicitation considérée comme le moment où celle-ci n'est

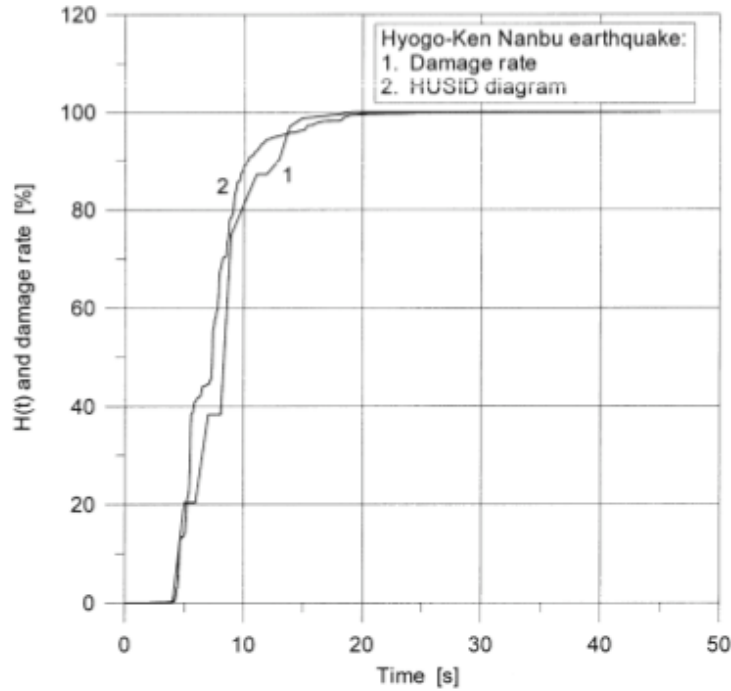


Figure 9: Evolution temporelle du taux de dommage d'une structure en fonction du diagramme Husid calculé sur un accélérogramme du séisme de Kobe (d'après [114])

plus perceptible, va être extrêmement dépendant de la sensibilité et de l'amortissement de la chaîne d'acquisition, composée du capteur et de la carte d'acquisition. Trifunac et Brady [329] proposèrent ainsi un paramètre caractérisant la phase forte de la sollicitation et donc limitée en temps. Ils calculent la durée sur le diagramme Husid comme l'intervalle de temps compris entre 5 et 95% de l'énergie totale (Fig. 10). On constate que pour des séismes proches, la durée sera plus courte que pour des séismes lointains, tandis qu'en fonction de la magnitude, la durée sera d'autant plus longue que la magnitude sera élevée.

4. **CAV**. Plus récemment, un autre paramètre utilisé pour évaluer la puissance destructrice du mouvement du sol a été proposé: la *CAV*, ou *Cumulative Absolute Velocity*, qui s'exprime par :

$$CAV = \int_0^T |a(t)| dt \quad (5)$$

La CAV représente la surface comprise entre le graphe de l'accélérogramme et l'axe des temps. Elle est de plus en plus utilisée pour évaluer le dommage d'une zone car des relations empiriques sur des données post-sismiques semblent montrer des corrélations intéressantes. Une des raisons est que, contrairement au déplacement et à l'accélération, la vitesse représente le mouvement du sol dans une bande de fréquence intermédiaire, celle qui correspond à celles des structures. Sur la figure 11, on constate que la variabilité des CAV pour une intensité donnée est plus faible que celle de l'intensité d'Arias, ce qui conduit de nombreux auteurs à utiliser ce paramètre de mouvement du sol afin de proposer

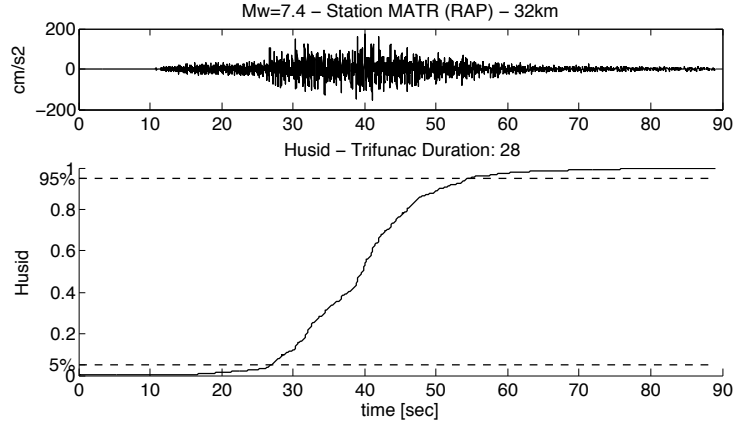


Figure 10: □Durée du mouvement sismique calculée sur un enregistrement du séisme de Martinique (29 novembre 2007, Mw=7.4) à la station RAP MATR, et calculée selon Trifunac et Brady [329])

des relations entre dommages aux structures et mouvement du sol [53].

### 2.1.3 Le spectre de réponse

Il n'y a pas de paramètres satisfaisant pour l'ingénieur permettant d'intégrer l'ensemble des caractéristiques du mouvement du sol qui vont influencer la réponse de la structure. C'est pour cela qu'a été introduite la notion de spectre de réponse qui permet de caractériser le mouvement du sol en fonction de la réponse d'un oscillateur à 1 degré de liberté (soit 1-DDL). Il est convenu alors d'utiliser un spectre de réponse pour définir le mouvement sismique pour l'ingénieur. En effet, il donne une information de l'accélération maximale que la structure devra supporter et il caractérise l'énergie sismique maximale.

Grâce à l'utilisation de l'intégrale de Duhamel [83], on peut exprimer la réponse en accélération, vitesse et déplacement, d'un oscillateur à 1-DDL, de caractéristiques  $\omega$  et  $\zeta$  par les équations suivantes:

$$S_D = |u(t)|_{max} = \left| \frac{1}{\omega_D} \left( \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \right) \right|_{max} \quad (6)$$

$$S_V = |\dot{u}(t)|_{max} = \left| - \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (7)$$

$$S_A = |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|_{max} = \left| 2\zeta\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau + \frac{\omega(1-2\zeta^2)}{\sqrt{1-\zeta^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (8)$$

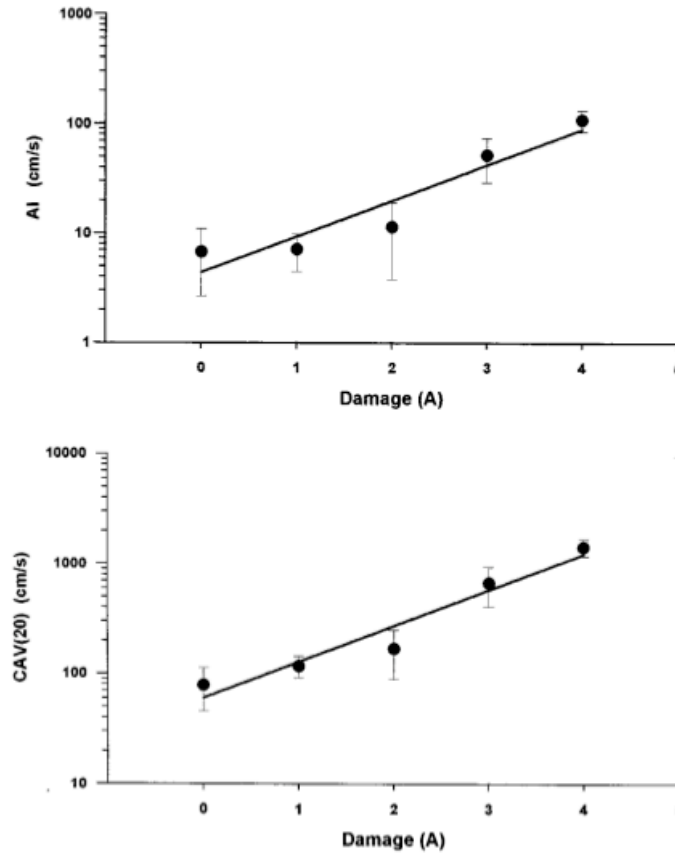


Figure 11: Correlation entre le dommage observé dans les structures (représenté en fonction de l'intensité macrosismique) et les paramètres CAV et IA pour des bâtiments de classe de vulnérabilité élevée (classe A) selon l'échelle EMS98 (d'après [53])

On peut montrer que pour des petites valeurs d'amortissement ( $\zeta < 0.20$ ), telles que celles rencontrées dans les structures de génie civil, on a  $\zeta \sim \zeta^2 \sim 0$  et donc  $\omega \sim \omega_D$ . On peut donc simplifier les équations précédentes en exprimant les relations existantes entre le déplacement, la vitesse et l'accélération.

$$\dot{u}(t) \simeq - \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau = \omega u(t) \quad (9)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \simeq \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau|_{max} = \omega^2 u(t) \quad (10)$$

Il est utile et pratique de définir les pseudo-spectres de réponse en vitesse et en déplacement par les relations suivantes:

$$S_{PD}(\zeta, \omega) = S_A(\zeta, \omega) / \omega^2$$

$$S_{PV}(\zeta, \omega) = S_A(\zeta, \omega)/\omega \quad (11)$$

$$(12)$$

Comme indiqué précédemment, cette caractérisation ne dépend pas que du mouvement du sol mais aussi de la fréquence de vibration de l'oscillateur 1-DDL et de son amortissement. Ainsi, pour un accélérogramme donné, et en supposant des valeurs discrètes de  $\omega$  et  $\zeta$ , il est possible de calculer les valeurs discrètes de  $S_A$  et de calculer les valeurs correspondantes des  $S_{PD}$  et  $S_{PV}$  (Fig. 12). Cela signifie que pour un séisme donné, on peut connaître vitesse, accélération et déplacement que devra subir cette structure, représentée par un oscillateur 1-DDL. On comprend bien le spectre de réponse ainsi présenté permet de mieux caractériser le mouvement du sol pour l'ingénieur que l'intensité macrosismique ou les autres paramètres du mouvement du sol telles que les valeurs maximales (PGA, PGV et PGD). En effet, cette réponse spectrale montre directement la réponse d'une structure réelle d'amortissement et de fréquence donnés à un séisme. Attention cependant de ne pas oublier que l'intégrale de Duhamel est une intégrale valide en petite déformation et dans le domaine élastique du comportement de la structure. Ces spectres de réponse sont finalement des spectres élastiques et on ne peut pas évaluer le dommage final d'une structure uniquement en analysant les déformations données par le spectre de réponse du mouvement du sol.

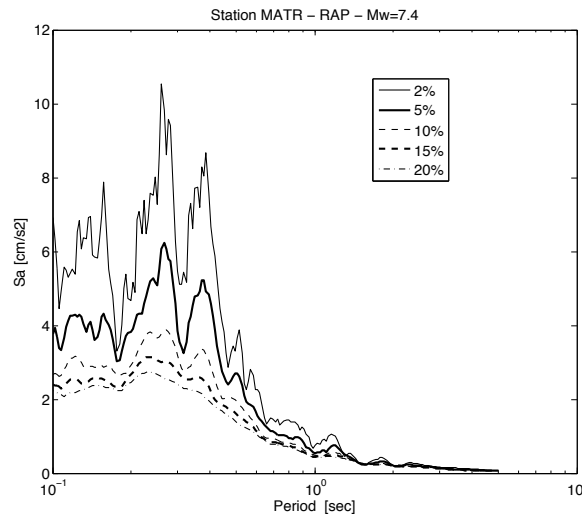


Figure 12: Spectre de réponse en accélération du mouvement du sol enregistré par la station MATR du Réseau Accélérométrique Permanent RAP lors du séisme de Martinique (Mw=7.4) du 29 novembre 2007 .

Cependant, la quantité maximale de la déformation élastique est selon certains auteurs une indication pertinente de l'intensité du mouvement du sol, sur une bande de période caractéristique de la plupart des structures. C'est pour cela que Housner [168] proposa une mesure de l'intensité du mouvement sismique en définissant l'intégrale de la pseudo-réponse spectrale en vitesse, sur une bande de fréquence comprise entre 0.1 et 2.5 secondes. Housner proposa ainsi l'intensité spectrale par la relation:



$$SI(\zeta) = \int_{0.1}^{2.5} S_{PV}(\zeta, T) dT \quad (13)$$

On a vu précédemment la grande variabilité du mouvement du sol en fonction de la source sismique (magnitude et mécanisme), de la distance (propagation et atténuation fréquentielle) et des conditions de site (géologie régionale et effets de site). Dans la plupart des règles de dimension (Américaine UBC [184], PS92 [286] ou EC8 [113]), on constate que les spectres de réponse réglementaires sont donnés en fonction des niveaux de sismicité délimités par des zones de sismicité homogène (le zonage réglementaire), en fonction de l'importance de la construction (classe des bâtiments) puisque différents niveaux de performance sismique vont être considérés et des conditions de site (classe de sol). On comprend bien que les effets de site vont avoir ainsi une influence considérable dans la réponse de la structure puisque le mouvement à sa base va être très perturbé par les conditions locales. C'est la notion des effets de site en milieu urbain qui apparaît ici.

## **2.2 Aléa sismique local et effets de site**

### **2.2.1 Origines et conséquences des effets de site**

Lors des grands séismes historiques, l'analyse de la variabilité géographique des intensités a amené les scientifiques à attribuer au sol des effets sur la distribution des dommages. Différents types de sol affectés par les mêmes ondes sismiques peuvent ainsi moduler la sévérité des ondes sismiques et par conséquent la distribution des dommages. C'est ce que l'on appelle les effets de site. En général, on distingue les effets liés à la nature des sols de ceux liés à la topographie.

#### **Les effets liés à la topographie**

Quelques observations réalisées en France et à l'étranger ont montré que le mouvement sismique du sol était perturbé par la présence de topographie marquée. C'est l'hypothèse avancée par Levret et al. [234] pour expliquer les dommages importants observés lors du séisme de Lambesc (1906) sur le village de Rognes, situé sur un relief marqué (Fig. 13). Quelques exemples montrent ailleurs des destructions plus marquées au sommet des reliefs: par exemple lors du séisme de San Fernando (1971), Boore [43] observe des effets significatifs de la topographie sur le mouvement du sol près du barrage de Pacoima. En 1990, Kawase et Aki [203] affirment que des dommages particuliers, dans une zone très concentrée, ont été provoqués par l'amplification topographique du mouvement du sol lors du séisme de Whittier Narrows (Californie, 1987). Spudich et al. [308] observèrent également des effets de site topographiques lors du séisme de Northridge (Californie) de 1994. Ils déployèrent un réseau dense de stations sismologiques sur le mont de Tarzana dans Los Angeles et observèrent de fortes amplifications du mouvement sismique générés par une série de répliques entre le haut et la base du mont. D'autres observations ont depuis été faites, comme lors des séismes du Chili de 1985 [63], de Kozani (Grèce) en 1995 [73] ou lors d'expériences spécifiques [227]. Des simulations numériques 2D ou 3D [43] [34] [135] [47] [46] [22] montrent que l'effet principal de la topographie est une amplification importante du mouvement du sol (30 à 100% selon les auteurs), dans des bandes de fréquences étroites (2-15 Hz). La présence et la localisation de cette amplification sont étroitement liées à la longueur d'onde incidente et à la géométrie de la pente.

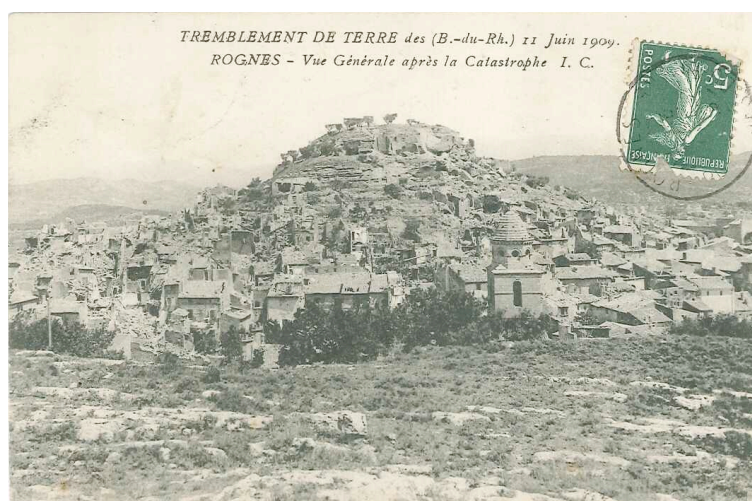


Figure 13: Le village de Rognes (13) détruit par le séisme de Lambesc de 1906. Les dommages plus importants au sommet du relief laissent supposer des effets de site liés à la topographie.

Plusieurs origines physiques sont avancées pour expliquer l'effet topographique. Principalement on note une origine liée à l'interférence entre la pente du relief et l'angle d'incidence des ondes incidentes (essentiellement les ondes SV) rapportée par Kawase et Aki [203] et Pedersen et al. [279]. Une deuxième origine viendrait des effets d'interférence des ondes incidentes et diffractés dans la topographie, augmentant le mouvement du sol de surface [279]. Une troisième origine rapportée par Sanchez-Sesma [295] attribue les effets topographiques à la focalisation et la défocalisation des ondes le long de la surface topographique.

Même s'il ne fait aucun doute que de tels effets existent, la faible quantité de sites instrumentés pour l'observation de ce phénomène ne permet pas de conclure à des observations statistiquement fiables, d'autant que certaines géométries a priori favorables n'ont pas montré d'amplifications spectaculaires. Cependant, ils existent et il est recommandé de les prendre en compte pour la définition des spectres de dimensionnement lors d'un projet de construction en zone sismique. Dans les règles française, un coefficient empirique  $\tau$  est préconisé qui traduit la forme de la topographie mais il reste de nombreuses incertitudes quant à la pertinence de ce coefficient.

### **Les effets liés à la nature du sol**

Les effets de site de nature géologique ont quant à eux bénéficié d'un grand nombre de retours d'expériences et d'observations systématiques. La plupart des villes exposées aux séismes dans le monde ont présenté des dommages variables en fonction de la nature du sol, d'autant plus qu'elles sont quasi systématiquement fondées sur des remplissages alluvionnaires. Coburn and Spence [84] affirment que, entre des sols raides ou rocheux et des sédiments mous, les intensités macrosismiques (qui quantifient finalement l'impact d'un séisme sur une région donnée) peuvent varier d'un niveau de dommage. Pour les constructions les plus faibles (par exemple en maçonnerie), cela peut correspondre à une augmentation des dommages de l'ordre de 30%, qui se traduit en terme de pertes de vie humaine par une augmentation considérable des victimes. Il existe selon la nature du sol, et basées sur des observations,

quelques approximations donnant l'incrément d'intensité par rapport à un site rocheux. La plupart sont listées dans le manuel de microzonage TC4 [187], parmi lesquelles celle proposée par Medvedev [247] qui s'applique à des sols que l'on retrouve en Europe (Fig. 14). On peut citer quelques applications réalisées en Italie, par Dolce et al. [103] dans le cadre d'un microzonage sismique de Potenza (Italie) ou encore Teramo et al. [317] qui proposèrent une méthode rapide de microzonage basée sur la nature sédimentologique des sols. On imagine alors aisément les conséquences pour les grands centres urbains: ces observations se retrouvent dans la plupart des centres urbains exposés, tels que Los Angeles, Kobe, Tokyo, Lima, Bogota et évidemment Mexico....bref, les expériences passées ont montré systématiquement que les effets de site de nature géologique contrôlaient en partie la distribution des dommages sur une ville.

Soil	$\Delta I$ (MSK scale)
Granite	0
Limestone, sandstone, shale	$0.2 \div 1.3$
Gypsum, marl	$0.6 \div 1.4$
Alluviums (gravels and stones)	$1.0 \div 1.6$
Sands	$1.2 \div 1.8$
Clay	$1.2 \div 2.1$
Uncontrolled fill	$2.3 \div 3$
Soil saturated (gravels, sands, clay)	$1.7 \div 2.8$
Uncontrolled fill and soil layers under ground water table	$3.3 \div 3.9$

Figure 14: Incréments d'intensité en fonction de la nature des sols, proposés par Medvedev [247]

Le risque sismique des villes de plus faibles importances, ou exposées à des niveau d'aléa modéré, s'en trouve alors considérablement modifié. En France, certaines villes présentent des effets de site majeurs. Ce sont par exemple les cas de Grenoble, d'Annecy, de Nice ou de Lourdes qui depuis quelques années font l'objet d'une surveillance initiée par le Réseau Accélérométrique Permanent [280]. Abercrombie [7] distingue trois observations caractérisant la présence d'effet de site: l'amplification du mouvement du sol dans les couches molles généralement situées en surface, la résonance fréquentielle au sein de ces couches, et l'atténuation des hautes fréquences. En réalité, les effets que l'on observe systématiquement sur les enregistrements sont essentiellement de trois types.

1. **Amplification spectrale.** La plupart des régions caractérisées par un effet de site majeur sont souvent constituées d'un remplissage de formations molles sur un horizon géologique plus raide. Par molles on entend des formations dans lesquelles la propagation des ondes de cisaillement, c'est-à-dire  $\beta$ , est relativement faible. Selon la classification des sols donnée par les codes de dimensionnement parasismique (EC8), les vitesses  $\beta$  peuvent atteindre pour les sols les plus mous des valeurs inférieures à 180 m/s (type de sol D) avec exceptionnellement des valeurs inférieures à 100 m/s (sol type S1). Inversement, les sols raides ont des vitesses de propagation des ondes S supérieures à 800 m/s (type de sol A). Ils sont souvent associés à des sédiments raides à très raides, ou à des rochers fracturés ou compact (par exemple,  $\beta=2000$  m/s pour un granite sain).

Dans le cas d'une structure sédimentaire stratifiée plane (le cas du modèle  $1D$ ), les effets de piégeage des ondes concernent essentiellement les ondes de volume. L'onde sismique pénètre la couche sédimentaire et elle est piégée au niveau de l'interface inférieure entre le sol et le substratum rocheux. Plus le contraste d'impédance, proportionnel au rapport des vitesses des ondes  $S$  entre les sédiments et le substratum, est important, plus l'énergie sera concentrée et piégée dans la couche de surface. De nombreux ouvrages de base expliquent le principe théorique des réflexions et des transmissions d'énergie sismique au niveau des interfaces [11] [278] [162]. Une des conséquences directes est de créer un phénomène de résonance de la couche, qui se met à vibrer à sa fréquence naturelle. Cette fréquence, dite fréquence fondamentale  $f_0$ , ne dépend que des propriétés mécaniques de la couche superficielle, selon la formule donnée par Haskell [162]:

$$f_0 = \frac{\beta}{4H} \quad (14)$$

avec  $H$  son épaisseur. Comme tout système résonant, des modes supérieurs (ou harmoniques) existent qui s'expriment en fonction de la fréquence  $f_0$  selon la relation :

$$f_n = (2n + 1)f_0 \quad (15)$$

L'amplification spectrale quant à elle, dépendra du rapport des propriétés de la couche supérieure et du substratum rocheux sous-jacent. Elle s'exprime par la relation suivante:

$$A_0 = \frac{1}{\frac{\rho_1\beta_1}{\rho_2\beta_2} + 0.5\pi\xi_1} \quad (16)$$

avec  $\rho_1\beta_1/\rho_2\beta_2$  le rapport des produits de la masse volumique  $\rho$  par la vitesse  $\beta$  des ondes  $S$  entre la couche (1) et le substratum (2), modulé par l'amortissement  $\xi_1$  des ondes dans les sédiments. La conséquence directe est donc une focalisation des plus hautes énergies sismiques dans une bande de fréquence étroite. A Mexico, ce phénomène particulièrement marqué a été prépondérant sur la localisation et le type de dommage (Fig. 15). Rapidement après la secousse, les scientifiques ont pointé un phénomène de résonance entre le sol et les structures, entraînant une distribution des dommages particulières où seuls les bâtiments de 10 à 20 étages étaient considérablement détruits [17]. Mexico est une situation exceptionnelle mais des situations identiques peuvent se reproduire ailleurs. On comprend alors les impacts et les conséquences que peuvent avoir ces effets sur la plupart des milieux urbains.

2. **Amplification du mouvement du sol.** L'accélération du mouvement du sol observée sur les sols les plus mous est amplifiée par rapport à celui observé au rocher. Dans certains cas, il peut être 4 fois plus important comme lors du séisme de Mexico. En général, l'accélération est plus sensible aux hautes fréquences. Par conséquent, l'effet des remplissages les plus épais sera moins visible sur les données accélérométriques que pour les remplissages fins. Pourtant, c'est cette dernière configuration que l'on retrouve dans bon nombre de régions montagneuses, où les périodes de glaciation ont laissé des dépôts fluvio-lacustres. Par exemple les Alpes, région étudiée dans le projet européen Sismoalp [218], sont découpées par de nombreuses vallées, de tailles variables: de plusieurs centaines de mètres d'épaisseur pour les vallées du Rhône dans le Valais Suisse et du Grésivaudan à Grenoble (France), à quelques dizaines de mètres comme celles d'Annecy ou de Vallorcines (Haute-Savoie, France) à proximité de Chamonix. Cette dernière a d'ailleurs

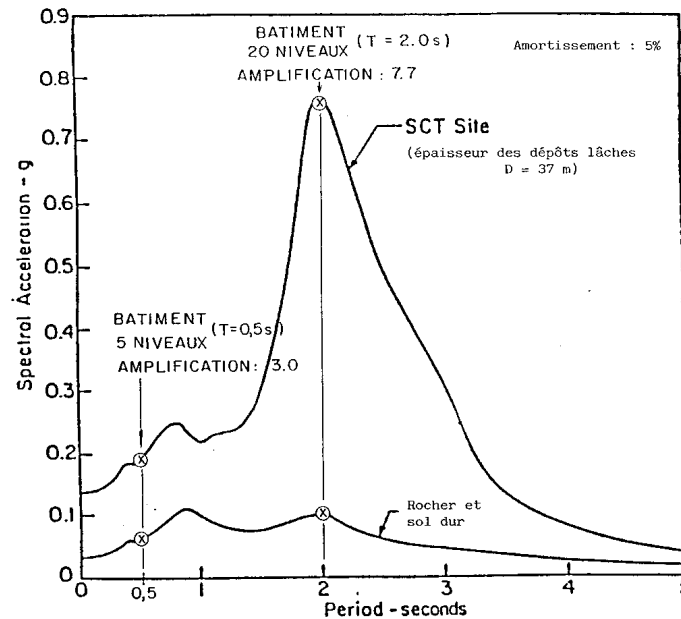


Figure 15: Amplification spectrale du mouvement sismique à Mexico sur un site au rocher et un site dans la zone lacustre, celle ayant provoqué la plupart des destructions des bâtiments de 10-20 étages.

produit lors du tremblement de terre du même nom (08/09/2005,  $M_L=4.6$ ) des amplifications importantes [344].

Dans ces exemples, les accélérations restent faibles à modérées. Le comportement des sols est alors limité à son comportement élastique linéaire. Des exemples de séisme plus forts, ayant entraîné des accélérations plus fortes, ont montré des accélérations réduites, et cela sur une grande bande de fréquence (Fig. 16A). Field et al. [156] compilèrent les données californiennes du choc principal du séisme de Northridge (1994) et des répliques et ils montrèrent l'amplification systématique du mouvement du sol générée par les mouvements faibles, comparée à celle du choc principal. Cela fut aussi le cas lors du séisme de Kobe de 1995 (Fig. 16B), où les niveaux d'accélération ont été réduits du fait d'un comportement non-linéaire du sol [9]. Basé sur les premiers résultats de Seed et Idriss [299], le comportement non-linéaire des sols sédimentaires se traduit par respectivement une diminution et une réduction simultanées du module de cisaillement et de l'amortissement intrinsèque des sols lorsque la déformation de cisaillement augmente (Fig. 17). Le fait de prendre en compte la non-linéarité pour la prédiction du mouvement sismique est importante à double titre. Premièrement, si le module  $G$  diminue (ou la vitesse des ondes de cisaillement), la fréquence de résonance des sols diminue ce qui aura tendance à diminuer l'accélération du sol à haute fréquence. D'autre part, puisque l'amortissement augmente, l'accélération maximale sera plus atténuée ainsi que l'amplification spectrale. Les enregistrements de Port-Island à Kobé montrèrent également l'effet de la liquéfaction des sols sur le mouvement du sol en surface, ce dernier étant filtré dans les hautes fréquences

[9]. Les conséquences pour la prédiction du risque sismique sont directes puisque le fait de considérer de la non-linéarité permettra de réduire les efforts sismiques utilisés pour le dimensionnement des ouvrages, en particulier à haute fréquence.

Il est cependant important de noter que la compréhension du comportement non-linéaire des sols est marquée par une date charnière: 1985 et le séisme de Michoacan (Mexico). Tandis que les ingénieurs géotechniciens préconisaient sur la base d'essai en laboratoire de prendre en compte systématiquement les effets "bénéfiques" de la non-linéarité des sols au-delà d'un seuil établi à 0.13g par Seed et al. [300], les données de Mexico (Fig. 18) tendaient à prouver que le comportement linéaire des sols pouvait être respecté jusqu'à des accélérations de l'ordre de 0.4g [182]. Cette nouvelle limite est particulièrement importante pour les pays à sismicité modérée, puisque les spectres de dimensionnement sont établis sur la base d'accélération nominale de l'ordre de 0.1 à 0.3g, avec pour les sites au sédiment des réductions significatives des spectres de dimensionnement dans les hautes fréquences afin de tenir compte d'une éventuelle non-linéarité.

3. **Effets géométriques.** Bard et Bouchon [31] proposèrent en 1985 toute une série de modèles canoniques montrant les effets de la forme de la vallée et des angles de propagation des ondes incidentes sur l'amplification du mouvement du sol en surface. Ils montrèrent que ces effets ne sont pas négligeables pour des bassins étroits (rapport de forme entre la largeur et la profondeur de l'ordre de 0.3 pour une incidence verticale), en particulier lorsque l'amortissement est faible (Fig. 19). Ils formulèrent également les expressions des modes globaux de résonance, selon les ondes SH, SV et P. Ces modes ont depuis été observés par Steimen et al. [310] et Roten et al. [292] dans la vallée du Rhône (Suisse), une vallée alpine typique caractérisée par des profondeurs importantes et des largeurs raisonnables. Ils utilisèrent pour cela des enregistrements de bruit de fond sismique le long des profils croisant l'axe de la vallée.

D'autres processus peuvent également expliquer les effets 2D/3D d'une vallée alluvionnaire sur l'amplitude des ondes sismiques. Les conséquences peuvent être considérables comme lors du séisme de Kobé (1995) où Kawase [202] montra que les effets de bassin avaient contribué à générer des dommages plus importants, très localisés le long d'une bande étroite. Le processus invoqué alors sont des interférences constructives entre les ondes S directes et les ondes de surface de type Rayleigh générés par les bords du bassin. En effet, Moczo and Bard [257] ont confirmé que les bords de bassin généraient des ondes de surfaces, particulièrement lorsque le remplissage est mou et les massifs environnants sont raides. Plus récemment, Cornou and Bard [86] et Cornou et al. [87] montrèrent dans le bassin de Grenoble, ayant une géométrie 3D typique des vallées alpines, que de très fortes réflexions des ondes de surface sur les bords du bassin se produisaient. Ils quantifièrent cet effet comme étant dominant sur l'énergie sismique enregistré dans le bassin par rapport au mouvement sismique incident. Le bassin joue alors le rôle d'une caisse de résonance. Depuis Kobé, de nombreuses simulations numériques ont reproduit l'effet de la géométrie du bassin sur le mouvement du sol: récemment, Ewald et al. [116] affirmèrent que les effets d'un bassin avaient des conséquences drastiques sur l'estimation de l'aléa sismique. Ils modélisèrent pour cela le bassin 3D du Rhin et ils démontrèrent que sa profondeur et la pente produisaient de fortes variations latérales de la réponse du site, en affectant la valeur des pics d'accélération, les amplifications spectrales et la durée du mouvement du sol.

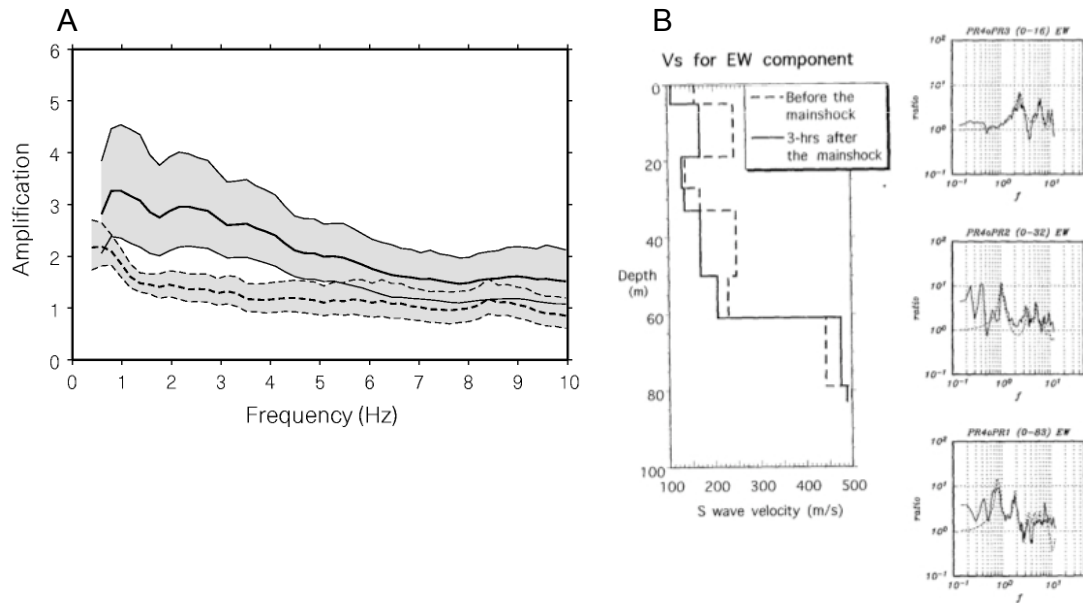


Figure 16: Exemple de l'effet de la non-linéarité du comportement sismique des sols. (A) De-amplification observée lors du séisme de Northridge de 1994. La ligne continue représente l'amplification calculée sur les répliques et la ligne discontinue lors du choc principal (d'après [156]). (B) Modification de la réponse sismique du site en fonction de la colonne de sol de la station de Port-Island avant (ligne discontinue) et pendant (ligne continue) le séisme de Kobé de 1995 (d'après [9])

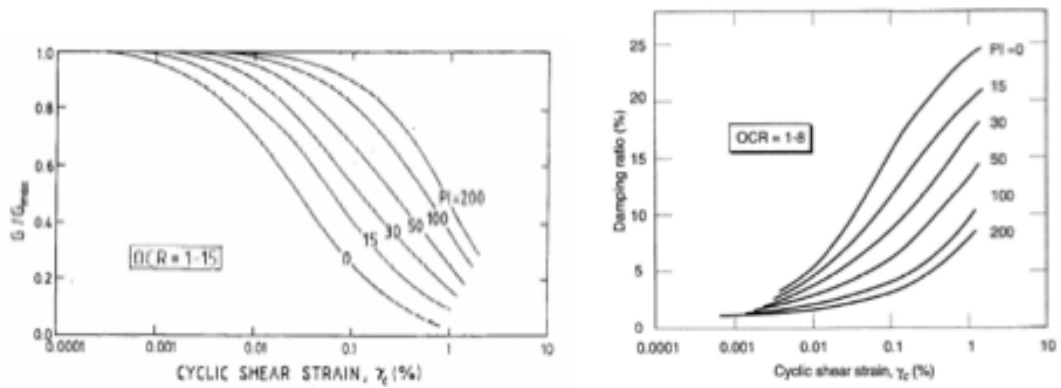


Figure 17: Courbes de non-linéarité des argiles en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  (d'après [347])

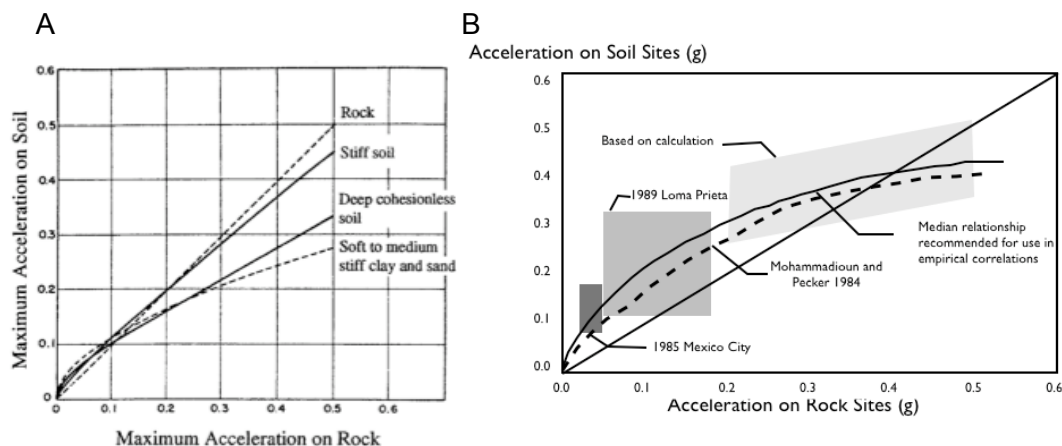


Figure 18: Comparaison des accélérations sur des sites au rocher et des sites au sédiment, mettant en évidence la non-linéarité des sols meubles. (A) Courbes proposées par Seed et al. [300] avant le séisme de Mexico de 1985 essentiellement basées sur des essais en laboratoire. (B) Courbes ajustées suite au séisme de Mexico de 1985 combinant des essais de laboratoire, les données de Mexico City et les données observées lors du séisme de Loma-Prieta (d'après [182])

En effet, une des conséquences des effets  $2D$  ou  $3D$ , déjà reproduite analytiquement dans Bard and Bouchon [31] est d'allonger considérablement la durée de la secousse (Fig. 19). Les premières études s'intéressant à la durée du mouvement du sol [170] [329] [339] affirmaient déjà que cette durée avait un effet direct et néfaste sur les dommages observés dans les structures. Un peu plus récemment, Novikova and Trifunac [269] et Trifunac and Novikova [331] proposèrent de redéfinir la durée du mouvement du sol en fonction de la magnitude, de la distance et des conditions de site et de la géométrie du bassin. Beauval et al. [35] montrèrent expérimentalement que la géométrie du bassin de Volvi (Grèce) augmentait la durée du signal, l'énergie étant piégée dans les formations les plus meubles. C'est une caractéristique cruciale pour l'évaluation du risque sismique puisque selon Suidan and Eubanks [314] et Jeong and Iwan [191], le dommage cumulé dans les structures soumises à une sollicitation cyclique dépend évidemment de la caractéristique structurale de l'ouvrage (en particulier sa ductilité) mais aussi de la durée de la sollicitation.

On constate ainsi qu'en milieu urbain, pouvoir caractériser au mieux les effets de site devient une nécessité criante afin de réduire le risque sismique. L'amplification de l'accélération du sol, des phénomènes de résonance et l'allongement de la durée du mouvement du sol sont autant de paramètres à mieux caractériser, d'autant qu'ils risquent d'engendrer des variabilités latérales très fortes, et cela sur des distances très courtes. Pourtant, les spectres de réponse réglementaires utilisés pour le dimensionnement des ouvrages ne tiennent pas compte de ces caractéristiques. C'est une des raisons pour lesquels le projet européen Sismovalp [218] a été engagé en 2005 afin de proposer au final des modifications des spectres réglementaires européens dans les vallées alpines [163].



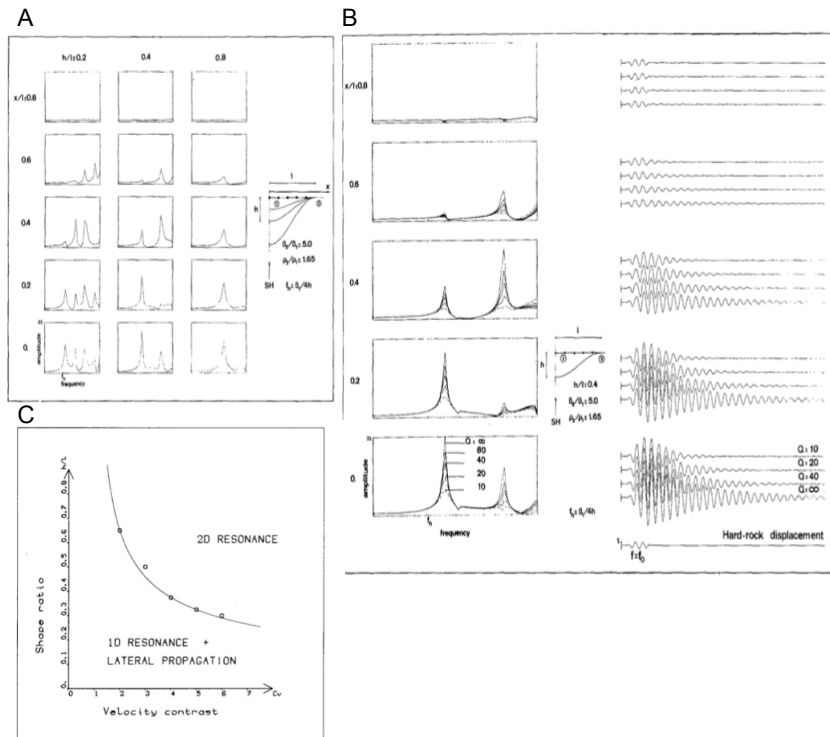


Figure 19: Effets de la géométrie du bassin sur l'amplification du mouvement sismique (d'après [31]). (A) Effets de la forme de la vallée sur la réponse en SH. Les courbes représentent les fonction de transfert calculées à différents points de la surface. (B) Effet de l'amortissement dans le cas SH: fonction de transfert calculée en surface et réponse temporelle aux mêmes sites pour une onde incidente ayant une fréquence caractéristique égale à celle de la vallée. (C) Effets de résonance 2D par rapport au 1D pour différents contraste d'impédance entre la couche et le substratum et différentes formes de vallées.

## 2.2.2 Caractérisation des effets de site géologiques

Avec la multiplication des stations sismologiques et des réseaux qui se mettent en place, en particulier en milieu urbain, de nouvelles méthodes ont été déployées afin de caractériser physiquement l'origine des perturbations du mouvement sismique du sol. Les objectifs de ces méthodes ont évolué avec le temps. Tandis qu'elles étaient employées afin de donner un sens aux observations, elles sont devenues plus exigeantes et plus performantes quand des besoins réglementaires se sont fait sentir. En effet, au niveau du processus de définition des mouvements de référence, établi pour un site au rocher, puis lors de propositions de microzonage sismique réglementaire, il est important de définir ce que représente un site rocheux ainsi que de localiser au mieux les zones à plus fortes amplifications sismiques.

### Méthodes géotechniques

Il y a une grande variété d'outils pour caractériser les formations superficielles afin d'identifier les effets de site éventuels. En général, ils servent à identifier les changement de faciès sédi-

mentaires et à leur attribuer des propriétés physiques. Par exemple, on trouve une grande panoplie d'essais géotechniques à l'origine employés afin de caractériser les sols dans le cas de projets de génie civil. Parmi les plus connus, on peut citer les essais de pénétration dynamique (*SPT-Standard penetration test*) ou quasi-statique au cône (*CPT-Continuous penetration test*). Le SPT consiste à battre en fond de forage un carottier normalisé de 3.5 cm de diamètre intérieur sous l'effet d'une masse de 63.5 kg tombant en chute libre de 76 cm de hauteur. La résistance de pénétration est évaluée par le nombre de coup nécessaires  $N$  pour enfoncer la tige de 30 cm. Le CPT consiste à fonder dans le sol une tige à vitesse constante (2 cm/s) et à mesurer sur la surface de la pointe normalisée la résistance à l'enfoncement, nommé  $q_c$ . Des mesures de frottement  $f_s$  peuvent également être récupérées à la surface du manchon, le rapport entre frottement latéral et résistance de pointe nous renseignant sur la nature des faciès traversés. Ces méthodes ont bénéficié de leur large diffusion pour établir des relations empiriques entre les paramètres qu'elles mesurent ( $q_c$ ,  $f_s$  ou  $N$ ) et les valeurs des vitesses  $\beta$  de propagation des ondes  $S$ , à tel point que le fameux  $V_{s30}$  utilisé pour la classification réglementaire des sols correspond à la profondeur standard des *SPT* employés dans les pays anglo-saxons, en utilisant des longueurs de tiges de 100 pieds (soit à peu près 30 m). Ces valeurs de  $\beta$ , comme nous l'avons vu dans la section précédente, interviennent directement dans l'évaluation de la résonance des couches de sols. De nombreuses relations existent, pour estimer les  $\beta$  mais également pour évaluer le potentiel liquéfiable des sols, uniquement basé sur la mesure de pénétration. On pourra se rapporter au livre [81] et au rapport du Laboratoire Régional des Ponts-et-Chaussées [68] listant les différentes méthodes in-situ permettant de caractériser les conditions de site et les éventuelles non-linéarités sismiques.

### Méthodes géophysiques

Des méthodes géophysiques sont également disponibles, employant des sollicitations dynamiques. Plusieurs techniques sont disponibles, que l'on peut classer en fonction de la nature de la sollicitation, des dispositifs et de l'interprétation des données.

1. Les essais géophysiques en forage. Deux types d'essais sont parfois utilisés: l'essai Cross-Hole qui consiste à descendre dans deux forages peu éloignés une source sismique et un récepteur de type geophone. La mesure du temps de propagation source-récepteur permet de calculer la vitesse de propagation des ondes. C'est certainement la mesure la plus directe de la vitesse des ondes en profondeur. L'essai Down-Hole consiste à descendre dans un forage un capteur et à émettre une source depuis la surface afin de calculer le temps de propagation verticale source-récepteur. Ces deux essais sont certainement les plus performants pour l'évaluation des vitesses et des interfaces majeures en profondeur mais elles nécessitent un investissement important.
2. Les essais géophysiques en surface. Les méthodes de réfraction en ondes P ou S utilisent des récepteurs placés en surface à égale distance les uns des autres. Ils permettent d'avoir une mesure directe des temps d'arrivée des ondes émises par une source ponctuelle (marteau ou explosif) et de calculer les vitesses de propagation dans les couches superficielles. La profondeur de pénétration dépendra de la longueur du dispositif et de l'énergie émise à la source, ce qui en milieu urbain peu poser quelques contraintes expérimentales. L'utilisation des ondes de surface permet d'obtenir leurs courbes de dispersion (vitesse de phase en fonction de la fréquence). Ces courbes peuvent ensuite être inversées afin de proposer des modèles de sols (méthodes SASW ou MSASW). La difficulté de ces méthodes réside dans l'inversion, puisqu'un grand nombre de modèles s'ajustent aux courbes de dispersions et il faut avoir une bonne pratique de ces méthodes pour estimer les modèles de

sols.

Dans ce document, nous n'aborderons pas plus les méthodes géotechniques et géophysiques et on pourra se reporter à la littérature existante. Nous nous contenterons ici des approches expérimentales plus proches de la sismologie, et permettant d'identifier directement les effets de site sans connaître précisément les paramètres qui les contrôlent.

### **Les réseaux d'observation**

Une des meilleures solutions pour identifier et comprendre un effet de site est de pouvoir observer son impact sur le mouvement du sol. C'est pourquoi de nombreux exemples existent à travers le monde où des stations sismologiques ont été installées, en particulier dans des zones urbaines denses et très exposées aux séismes. On peut citer en particulier le bassin de Los Angeles (USA), de Mexico (Mexique), de Taipei (Taiwan) ou encore de Tokyo (Japon). Ces données, outre le fait de confirmer la présence d'effets de site, ont été à la base de nombreux développements méthodologiques: à la fois pour comprendre les phénomènes en jeux mais également pour caler des outils de simulations numériques. A plus petite échelle, de nombreux bassins sédimentaires ont fait l'objet de projets spécifiques, accompagnés par des installations de stations. Le site de Volvi en Grèce est certainement un des plus étudiés en Europe, ayant bénéficié de nombreux projets européens [284]. On peut également citer les bassins de Garner Valley [20] ou Turkey Flat [126] aux Etats-Unis, d'Ashigara [126] et de Kobe [186] au Japon.

**Amplification du mouvement du sol.** En France, plusieurs bassins sont sous surveillance permanente, grâce aux actions du Réseau Accélérométrique Permanent français [280]. Ce sont les bassins de Grenoble, Nice et Annecy dans les Alpes, ou Bagnères-de-Bigorre dans les Pyrénées (Fig. 20). Les vallées alpines étudiées dans le projet Sismoalp [218] ont montré également de nombreuses similitudes dans leur géométrie et leur constitution, et par conséquent dans le mouvement sismique du sol qui y est continuellement enregistré.

Parmi ces vallées alpines, Grenoble est un objet d'étude particulièrement intéressant. Ce bassin est certainement un des plus grands d'Europe continental. Il est situé à l'intersection du Drac et de l'Isère, deux rivières alpines de dynamique fluviale différente. Son origine et sa forme actuelle remonte aux époques glaciaires qui façonnèrent les contours pour donner une forme de Y à la vallée. Après les périodes de déglaciation, des lacs se sont formés un peu partout dans toutes les Alpes. A Grenoble, un lac couvrait alors toute la région actuelle des vallées du Grésivaudan et de l'Isère. Une période de sédimentation débuta, pour donner au final un remplissage formé de limon glaciaire très argileux, avec quelques passages plus sableux. La constitution du remplissage a été en partie calée au niveau du forage de Montbonnot, atteignant le fond des sédiments vers 570 m de profondeur [266] [230]. Le substratum rocheux à cet endroit est composé d'un horizon calcaire assez raide. Des essais géophysiques réalisés dans le tube et à d'autres endroits de la vallée semblent montrer un profil de vitesse homogène partout dans le bassin [214] [100], résultats en accord avec le processus de sédimentation lacustre post-glaciaire. Certes, cette vallée n'a pas des propriétés aussi défavorables que celle de Mexico. Néanmoins, les sols relativement mous (vitesse moyenne de l'ordre de 500 m/s), très épais (H entre 600 m et 900 m), entourés de massifs très raides et assurant un contraste d'impédance de l'ordre de 4 au niveau de l'interface sol/substratum (Tab. 1), entraînent des effets de résonance à la fréquence de 0.3-0.4 Hz, avec des amplifications spectrales de l'ordre de 10 [226].

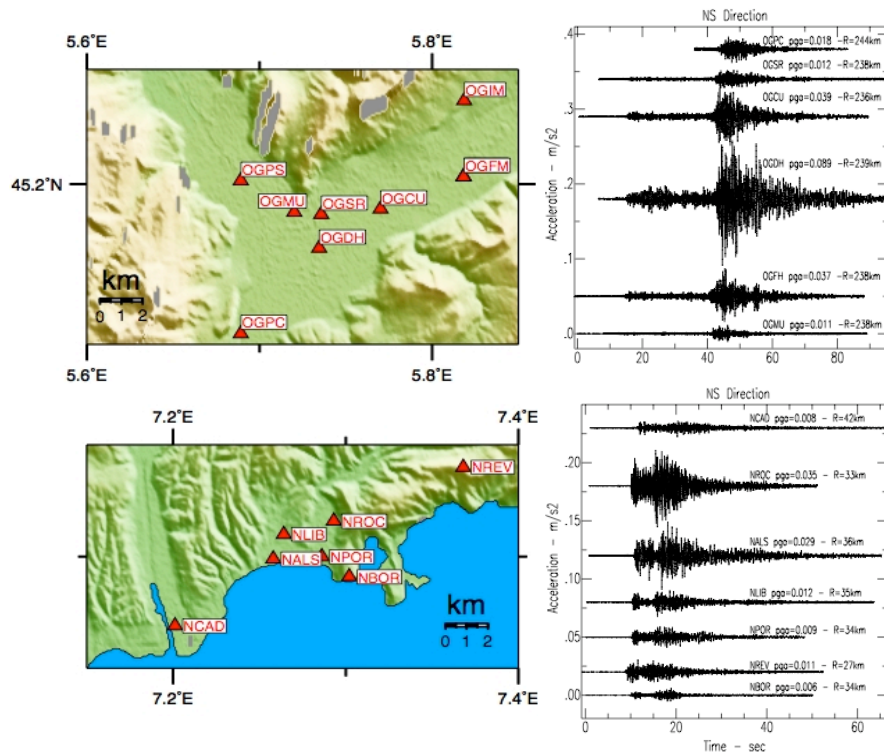


Figure 20: Exemple des effets de site sur des enregistrements accélérométriques sur les sites tests du RAP. (Haut) - Enregistrements obtenus sur la bassin de Grenoble durant le séisme du 23 février 2004 ( $M_L=5.1$ ,  $R=240$  km). OGMU est la station de référence au rocher. OGIM et OGPS sont deux nouvelles stations installées en 2006. OGFH est la station de surface du forage profond de Montbonnot. (Bas) - Enregistrements obtenus sur le site de Nice durant le séisme du 02 septembre 2006 ( $M_L = 4.0$ ,  $R = 40$  km). NBOR est la station de référence au rocher (d'après [280]).

**Amplification spectrale.** A partir des enregistrements collectés dans le bassin et sur le rocher, il est possible selon la méthode proposée par Borchardt en 1970 [44] de calculer le rapport des spectres de Fourier des enregistrements entre ces deux sites. L'idée de Borchardt était de considérer qu'entre deux sites suffisamment proches l'un de l'autre par rapport à l'épicentre du séisme, la seule différence des signaux enregistrés provenait des conditions de site, aux réponses instrumentales près. Sur Grenoble, le rapport des signaux montrent effectivement une amplification vers 0.3-0.4 Hz un peu partout dans la vallée, avec des valeurs proches de 10 à certaines stations du RAP, comme précédemment observés par Lebrun et al. [226] et visible sur la Figure 21. On observe également une amplification large-bande, systématiquement observée sur les stations du RAP, amplification qui selon Lebrun et al. [226] pourrait être le résultat de résonances 3D, confirmé en cela par les analyses des ondes de surfaces dans le bassin [86]. Le même procédé peut être appliqué aux stations RAP de Nice, montrant là aussi des amplifications spectrales importantes à des fréquences marquées [112]).

Depth (m)	Description	$V_P$ m/s	$V_S$ m/s	$Q_P$	$Q_S$	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>
0-565	Deeper sediments	$1450+1.2z$	$300+10\sqrt{z}$	40	20	$1600 + 0.4z$
$\infty$	Bedrock	5600	3200	400	200	2500

Table 1: Profil de sol du bassin de Grenoble évalué au niveau du forage de Montbonnot (z indique la profondeur en m)

Il peut être intéressant d'évaluer le processus de résonance du bassin en allant directement mesurer le mouvement du sol au niveau du contact entre le bedrock et les sédiments. Certes, cette opération est techniquement difficile. Son intérêt est cependant important et il existe à travers le monde quelques sites où des capteurs vélocimétriques ou accélérométriques ont été placés au fond des forages: on peut citer le dispositif de Garner valley aux Etats-Unis [20] ou de Port Island (Japon), ce dernier ayant en particulier fourni des enregistrements remarquables lors du séisme de Kobe, mettant en évidence le phénomène de liquéfaction. Grenoble fait également parti de ces endroits puisque le RAP a profité de la réalisation du forage pour y installer un premier capteur, juste sous l'interface profonde majeure. Ce dispositif a depuis été complété par un deuxième forage instrumenté (capteur à -42m), afin de comprendre l'effet des derniers mètres du remplissage sur le mouvement du sol, une interface entre les sables et les argiles y ayant été détectée par Cornou et al. [86]. On observe facilement l'amplification des valeurs maximales plus on remonte à la surface. On peut également suivre les ondes qui pénètrent les sédiments au niveau du fond de la vallée, puis se réfléchissent à la surface et viennent se réfléchir encore une fois en profondeur etc.... Connaissant la distance entre les capteurs, l'intervalle de temps entre ces diverses réflexions permet de calculer un temps de trajet et par conséquent une vitesse de propagation dans les sédiments (Fig. 22).

Un intérêt direct de ces instrumentations en forage est également de mieux évaluer l'effet de la colonne de sol sur le mouvement sismique en surface. Cette connaissance doit permettre de mieux évaluer la variabilité du mouvement sismique, intégrant la variabilité des conditions de site. D'ailleurs, le réseau KikNet propose pour la plupart de ses sites une instrumentation en fond de trou et une bonne description des profils Vs. De nombreuses études ont été réalisées à partir de ces données, en particulier afin d'évaluer la stabilité des méthodes de prédiction du mouvement du sol site-dépendant [285].

**Amplification, allongement, énergie sismique.** Lorsqu'on analyse le mouvement du sol affecté par la présence d'effets de site, outre l'amplitude spectrale, on constate d'autres effets significatifs, mis en évidence par l'utilisation des indicateurs de nocivité calculés sur les enregistrements. Outre l'amplification systématique des valeurs maximales du mouvement du sol (PGA), les données du RAP collectées sur le site test de Grenoble, simultanément sur une station au sédiment (OGDH) et au rocher (station de référence OGMU), montrent une augmentation de la durée du mouvement du sol, de son énergie calculée selon l'intensité d'Arias et de la vitesse cumulée (Fig. 23). Certes, le bassin de Grenoble, par sa géométrie particulière, est favorable à l'amplification de ces paramètres. D'autres exemples existent cependant sur les sites tests instrumentés (e.g., [35] [20]).

La figure 20 révèle à elle seule les limites de ces observations. On constate en effet sur Grenoble ou sur Nice une très forte variabilité latérale de la réponse sismique du bassin, et

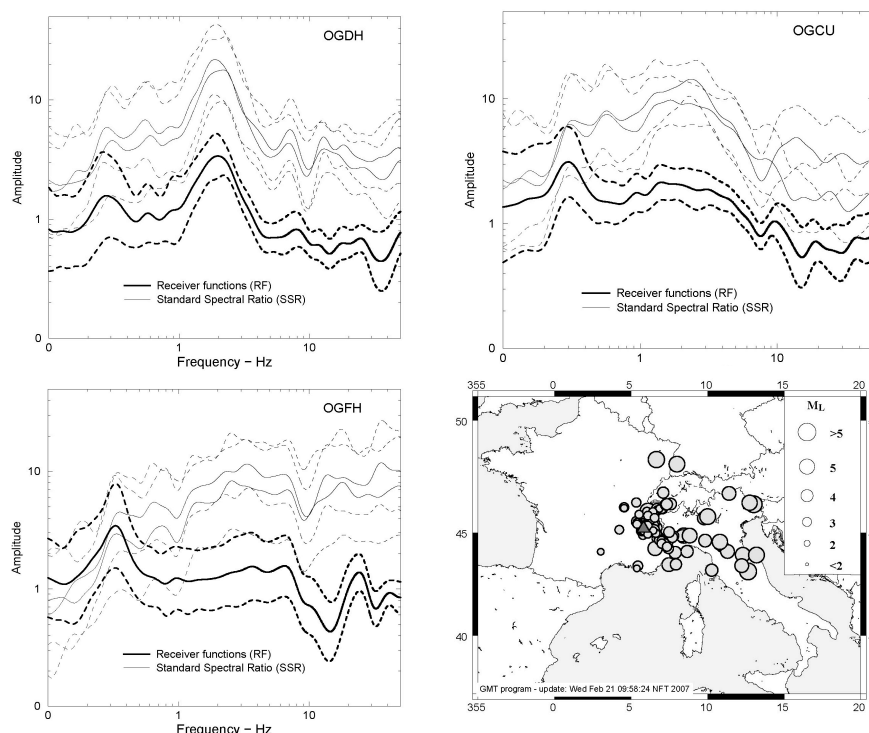


Figure 21: Amplification du mouvement du sol à trois stations du réseau accélérométrique permanent RAP installées dans le bassin grenoblois (stations OGDH, OGPU et OGFH). Les rapports spectraux selon la méthode proposée par Borchardt [44] ont été calculés par rapport à la station au rocher OGMU, en utilisant les enregistrements de la base de données du RAP représentés en carte. Les traits continus représentent la valeur moyenne des rapports (moyenne des composantes horizontales) et les discontinus les écarts-types. Seuls les enregistrements pour lesquels le rapport signal/bruit est supérieur à 3 ont été conservés (d'après [149]).

cela en quelques centaines de mètres seulement. A moins de multiplier le nombre de stations, solutions envisagées par exemple à Taiwan, il est difficile de se représenter la variabilité latérale de la réponse sismique du bassin. Pourtant, elle peut s'avérer cruciale pour l'évaluation de l'aléa local, particulièrement à Grenoble où la géométrie du bassin laisse supposer des effets de résonance variables selon la position vis-à-vis de la géométrie complexe de la vallée. Par exemple, la figure 24 extraite de Causse et al. [61] illustre sur des simulations par fonction de Green empiriques, estimées à partir des enregistrements RAP, les conséquences de cette variabilité au sein du bassin. On constate aussi que, comparé au spectre réglementaire EC8 pour un sol de type grenoblois, le mouvement sismique dans le bassin produit des niveaux d'accélération plus forts, conséquence des caractéristiques particulières de cette vallée alpine, une parmi celles étudiées dans le projet européen SISMOVALP [218]. Plusieurs sites dans le bassin montrent une grande variabilité du mouvement sismique, corroboré par les observations du réseau RAP. On peut rappeler au passage que là encore, pour des sites hétérogènes et particuliers, les spectres de réponse ne donnent qu'une vision restrictive de l'aléa sismique local.

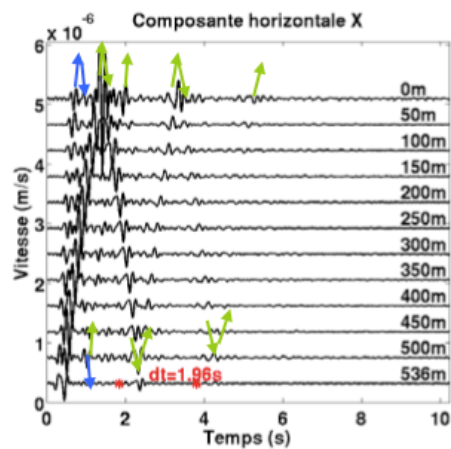


Figure 22: Synthétiques calculés à différentes profondeurs du bassin avec le code Hisada (1994, 1995) et sur le profil de sol du forage de Montbonnot de Grenoble. Le  $dt$  indique le délai entre l'onde descendante et l'onde montante. Les flèches bleues représentent l'onde P et les flèches vertes l'onde S (d'après [225]).

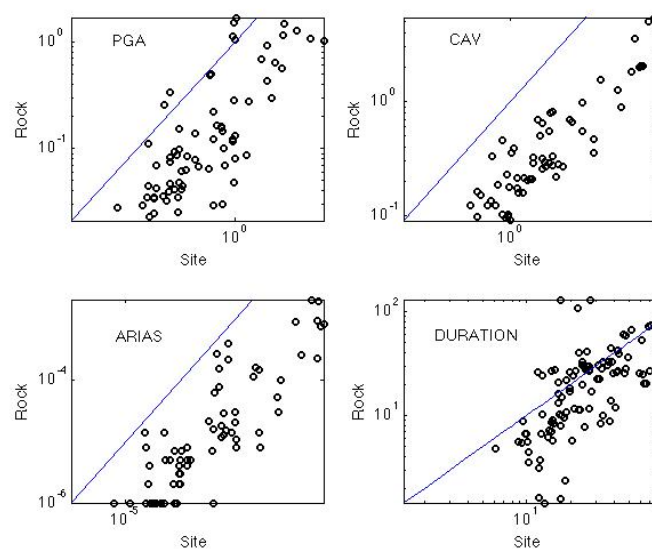


Figure 23: Comparaison des valeurs caractéristiques du mouvement du sol enregistré simultanément sur une station au sédiment (OGDH) et au rocher (OGMU) dans le bassin de Grenoble, calculées selon la procédure définie dans le projet NERIES [316].

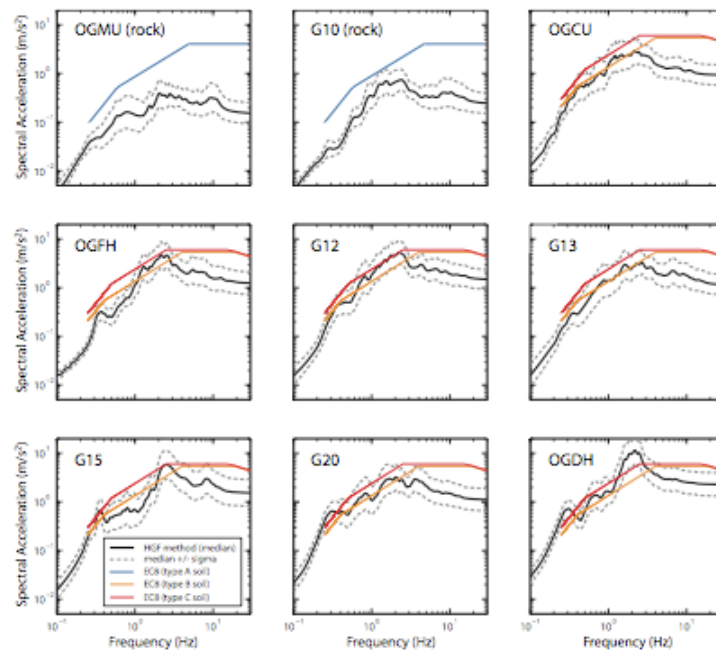


Figure 24: Simulation du mouvement sismique pour un séisme de scénario en plusieurs sites du bassin grenoblois et comparaison avec les spectres réglementaires EC8 (d'après [61]).

Dans les enregistrements accéléromériques, les conditions de site peuvent également modifier l'interprétation que l'on peut en faire pour comprendre les mécanismes contrôlant la source sismique et les prédictions des accélérations à l'aide des modèles empiriques (voir Douglas [104] pour une revue). Par exemple, Drouet et al. [106] ont utilisé les données du RAP afin d'inverser conjointement (méthode itérative de Gauss-Newton) les paramètres de sources, de propagation et d'effets de site. Ils montrent ainsi que spécifiant les fonctions d'amplification de chaque station du réseau, il est possible d'affiner les paramètres de source (magnitude de moment et fréquence coin) et améliorer ainsi la caractérisation de chaque événement de la base de données.

Effets de site et variabilité sont donc deux paramètres essentiels en milieu urbain qui doivent être évalués afin de mieux définir la variabilité latérale du mouvement sismique du sol, avec des conséquences immédiates sur la réponse des structures et leur endommagement.

### 2.3 Le bruit de fond sismique: la méthode H/V bruit de fond

A partir du moment où les sismologues ont voulu enregistrer les champs d'ondes produits par les tremblements de terre, les appareils installés ont décelé des micro-vibrations permanentes, parcourant la surface du globe. Paul Lemoine [231], en 1928, observait déjà que ces vibrations étaient en étroite relation avec les conditions atmosphériques. Depuis, de nombreuses



études ont utilisé le bruit de fond sismique comme source permanente d'excitation de la terre. Bonnefoy et al. [42] proposent une synthèse des observations portant sur le bruit de fond sismique. L'origine de ces vibrations permanentes est variée et elles ne possèdent pas toutes les mêmes caractéristiques. Généralement, on distingue les vibrations d'origine naturelles de celles d'origine anthropique. Les premières sont produites par les vibrations propres de la terre et les variations océaniques ou atmosphériques de grande ampleur (tempêtes, mousson...) et elles ont leur maximum d'énergie dans des gammes de fréquence relativement basses ( $<0.5$  Hz). D'autres sources naturelles sont à l'origine du bruit sismique: le vent et la pluie, ainsi que leur interaction avec l'environnement, dans des fréquences autour de 1 Hz. Les dernières, d'origine anthropique, sont produites par l'activité humaine (usines, trafic routier, travaux...). En général, le bruit de fond sismique anthropique est dans des bandes de fréquences assez hautes, en tout cas au-dessus de 1 Hz.

A ces sollicitations se rajoutent des vibrations issues d'événements transitoires tels que les séismes, les ruptures dans la croûte terrestre, les glissements de terrain, les explosions etc...L'amplitude de tous ces bruits vont essentiellement dépendre de leur distance. En milieu urbain, au plus proche des sources anthropiques, le bruit sismique a des amplitudes élevées dans les hautes fréquences. En bord d'océan, le bruit basse fréquence domine en général, du fait de la proximité des sources océaniques. Cependant, Stelhy et al. [309] ont relevé sur des stations en milieu continental des basses fréquences énergétiques dans le bruit ( $<0.5$  Hz) d'origines localisées en plein océan. Une observation similaire a également été faite par Chevrot et al. [77] en liaison avec des tempêtes en mer méditerranée. Ces sources sont relativement stable et ne varient pas beaucoup dans le temps, au contraire des sources anthropiques: non-seulement elles varient dans le temps, en particulier entre le jour et la nuit ou la semaine et le week-end [232] [40] mais aussi dans l'espace du fait de sources localisées, telles que des machines tournantes. Par exemple durant l'été 2006, une fréquence de 5.05 Hz pouvait être enregistrée à Grenoble sans que son origine n'ait été expliquée.

Tandis qu'en 1965, Aki [10] publia une note sur l'utilisation de la microsismicité pour déterminer les structures superficielles de la croûte terrestre, Nogoshi et Igarashi [267] [268] furent certainement les premiers à utiliser le bruit selon la méthode appelée depuis la méthode des rapports spectraux H/V bruit de fond (ou HVSRN pour *H/V spectral ratio on noise*) comme un outils efficace pour estimer la réponse sismique des couches superficielles. Largement diffusée en 1989 par Nakamura [264], la méthode HVSRN est devenue de plus en plus populaire, en particulier grâce à sa facilité, sa rapidité d'exécution et son faible coût. Evidemment, l'aspect économique a augmenté son intérêt uniquement parce que les valeurs des fréquences amplifiées étaient cohérentes avec les observations faites sur les enregistrements de séismes. Depuis 1989, on a vu apparaître une littérature abondante et fournie reprenant la méthode HVSRN. Kudo [213] puis Bard [29] présentèrent une vue d'ensemble de cette méthode. Récemment, Bonnefoy-Claudet [40] et Bonnefoy-Claudet et al. [42] ont analysé l'ensemble des papiers scientifiques traitant de cette méthode pour en faire un document synthétique [41]. Son travail s'inscrivait dans le projet européen SESAME qui pendant 3 ans s'est focalisé sur l'analyse, l'utilisation et la compréhension du bruit de fond sismique pour l'analyse des effets de site. Un gros travail a d'ailleurs été mené afin de proposer des recommandations pour l'acquisition des données [154] ainsi que pour le traitement [24] [71]. En effet, dès 1994, Duval [112] apportait quelques éléments de réponse quant à l'effet des conditions expérimentales et de traitement des données (par exemple le lissage, le temps d'enregistrements etc...) sur le résultat de la méthode HVSRN, lors d'une première application en France faite sur la région de Monaco et de Nice.

Cette littérature scientifique abondante montre qu'il y a trois groupes principaux qui se distinguent dans l'utilisation de la méthode HVSRN. On pourra en particulier se reporter aux trois papiers disponibles en annexe:

1. **Guéguen, P.**, J.-L. Chatelain, B. Guillier, H. Yepes and J. Egred. **1998**. Site effects and damage distribution in Pujili (Ecuador) after the 28 March 1996 earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 329-334.
2. **Guéguen, P.**, J.-L. Chatelain, B. Guillier and H. Yepes. **2000**. An indication of the soil topmost layer response in Quito(Ecuador) using H/V spectral ratio, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 127-133.
3. **Guéguen, P.**, C. Cornou, S. Garambois and J. Banton. **2007**. On the limitation of the H/V spectral ratio using seismic noise as an exploration tool: Application to the Grenoble valley (France), a small apex ratio basin, *PAGEOPH*, 164(1), 115-134.

### 2.3.1 Comparaison avec le mouvement sismique

D'abord, la fréquence amplifiée déduite de la méthode HVSRN a été comparée à la réponse de site extraite des méthodes classiques utilisant des enregistrements de séismes. Parmi ces méthodes, la plus classique revient à calculer le rapport du mouvement sismique entre une station située sur des sédiments et une au rocher. Borchardt [44] considère ainsi que pour des distances très grandes source-station par rapport à la distance entre les deux stations, la différence essentielle observée entre les deux sites provient des conditions de site. En faisant le rapport, les effets de source et de propagation, corrigés des effets instrumentaux, s'annulent et seuls persistent les effets de site. Une autre méthode consiste à calculer les rapports spectraux des enregistrements entre le mouvement sismique horizontal et vertical [223], ou à utiliser des techniques d'inversion généralisée [59] permettant de déduire, pour un grand nombre d'événements sismiques enregistrés simultanément par de nombreuses stations, d'extraire la part des conditions locales dans les enregistrements. Ces comparaisons ont été effectuées dans de nombreuses régions sismiques (e.g., [232] [125] [219] [146] [226]). Les observations systématiques confirment que la méthode HVSRN permet d'extraire les fréquences de résonance des couches les plus superficielles, c'est-à-dire les fréquences qui présenteront les plus fortes amplifications du mouvement sismique (Fig. 25). Une autre constatation est que l'amplification obtenue par HVSRN reste systématiquement inférieure à celle calculée par la méthode des rapports spectraux proposée par Borchardt (1970). Hasghenas et al. [159] ont synthétisé une grande quantité de données qui montre que les fréquences par la méthode HVSRN sont cohérentes à celles sous séismes (Fig. 26). Pour la plupart des sites amplifiés, le coefficient de corrélation est de l'ordre de 0.88 entre fréquence SSR et fréquence HVSRN et fréquence RF et HVSRN. Par contre, ils montrèrent également que l'amplification observée par HVSRN reste quasi-systématiquement inférieure à l'amplitude SSR. A ma connaissance, cette observation n'a toujours pas trouvé d'origine, même si des interprétations sont tentées pour expliquer ces observations.

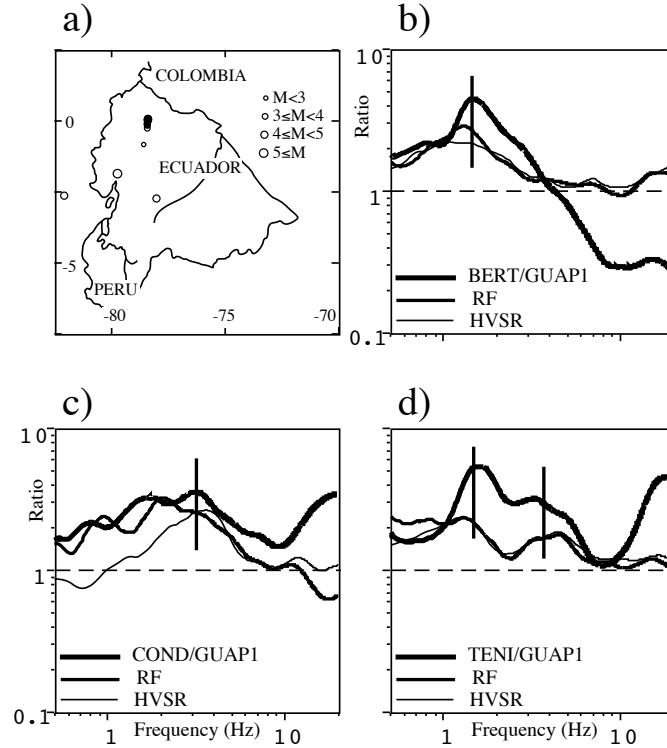


Figure 25: (a) Epicentres des séismes enregistrés par un réseau temporaire installés dans la vallée de Quito (Equateur) et localisés par le Réseau Sismologique Equatorien. (b), (c) et (d) Rapports spectraux utilisant le bruit de fond sismique (méthode HVSRN), la méthode H/V sur séismes (RF) et la méthode des rapports site/référence (SSR) aux stations BERT, COND et TENI, respectivement (station de référence: GUAP1). Les barres verticales pointent les fréquences amplifiées (d'après [146]).

### 2.3.2 Variabilité latérale de la réponse des sites et dommages sismiques

A cause de la capacité de la méthode HVSRN à évaluer la fréquence de résonance fondamentale des sites, et cela pour un coût faible, un deuxième groupe d'études s'est concentré sur la variabilité de la réponse sur une surface étendue. La méthode HVSRN est utilisée ici comme un outil de cartographie pour des études de microzonage afin de délimiter les zones et leurs fréquences amplifiées (e.g., [118] [48] [13] [235] [146] [226] [148]). Il est donc possible d'obtenir de bonnes relations entre les zones homogènes d'un point de vue sédimentaire et les zones plus amplifiées. Les deux exemples donnés figure 27 montrent que les valeurs des fréquences s'ajustent aux conditions de site. En effet, la valeur de la fréquence de réponse d'un site dépend de la vitesse de propagation des ondes S et de l'épaisseur des sédiments. (Eq. 14)

Cette application a quelques fois été réalisée dans une situation post-sismique afin d'interpréter la distribution des dommages en fonction des effets de site, suite à un tremblement de terre (e.g., [263] [147]). Par exemple, lors d'un séisme de magnitude  $M_w 5.7$  ( $I_{MSK} = VII$ ) qui affecta Pujili (Equateur) en 1996 [147], une campagne de mesure a non seulement révélé la présence

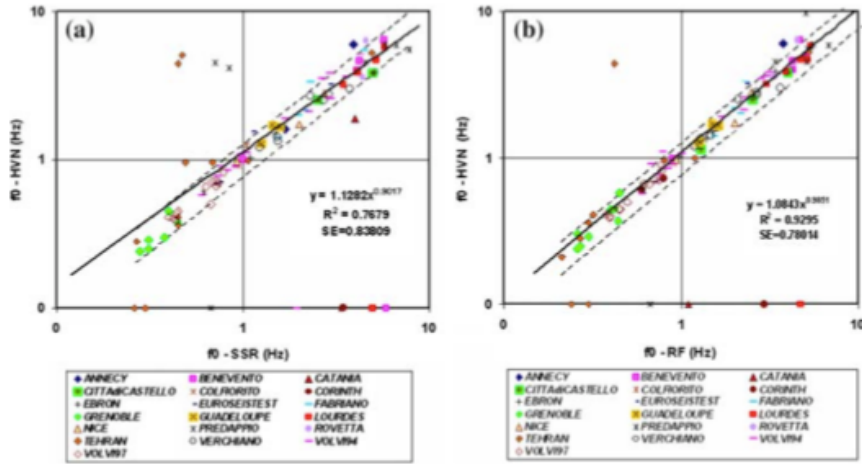


Figure 26: Corrélation entre la fréquence HVSRN ( $f_0$ -H/V) et fréquence fondamentale obtenues par SSR ( $f_0$ -SSR) (gauche) et RF ( $f_0$ -H/V-earthquakes) (droite) pour les données compilées dans le projet européen SESAME. la ligne continue représente la courbe 1:1 et les lignes pointillées sont les variations à 25% des corrélations. Les symboles sur la lignes des abscisses correspondent aux données pour lesquelles aucune fréquence amplifiée n'a pu être relevée (d'après [159]).

d'une amplification liée à une formation très superficielle, mais aussi que cette formation était certainement à l'origine des dommages observés sur les construction en Adobe (Fig. 28).

Quelques autres exemples entre la distribution des fréquence HVSRN et des dommages sismiques ont été mis en évidence récemment (e. g., [274] [319] [318]). Cependant, il ne faut pas voir systématiquement dans la présence de dommages hétérogènes la présence d'effets de site. Chatelain et al. [72] les appellent ainsi les "faux effets de site", qu'on invoque trop souvent dès que des dommages hétérogènes sont relevés. En effet, la qualité des constructions est parfois la seule cause des distributions anormales des dommages et il faut alors se tourner vers l'analyse du comportement des structures plutôt que vers la réponse des sols pour les expliquer.

### 2.3.3 La méthode H/V bruit de fond et la reconnaissance géotechnique

Enfin, un dernier groupe d'utilisation de la méthode HVSRN est apparu récemment. Il consiste à utiliser cette méthode afin de supplanter des méthodes de reconnaissances géotechniques classiques. Puisque la réponse d'un site est caractérisée par une fréquence de résonance, elle-même fonction de la vitesse de propagation des ondes et de l'épaisseur des sédiments, il est tentant de l'utiliser comme outils de reconnaissance. Des articles récents montrent ainsi que connaissant en un point la fréquence  $f_{HVSRN}$  et la vitesse des ondes S obtenue par essais géophysiques classiques, on en déduit la profondeur des sédiments en tout point d'une zone vaste. Au contraire, un forage géologique permet de contraindre la profondeur et connaissant  $f_{HVSRN}$ , on en déduit en tout point la vitesse des ondes S. En général, ces approches (e.g. [97] [98] [181] [277]) sont validées sur un nombre limité de données et de nombreuses erreurs peuvent apparaître, en particulier lorsque la géométrie des sites est complexe. En effet, comme l'avait déjà montré Bard et Bouchon [31], la relation simple reliant la fréquence fondamentale,

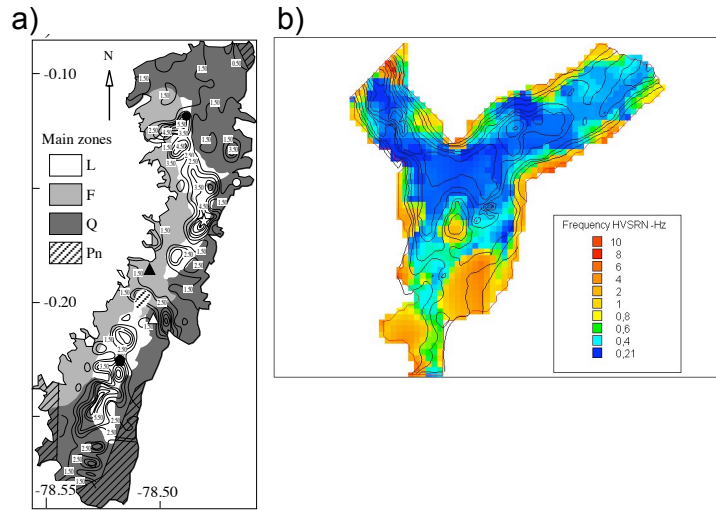


Figure 27: (a) Contours (lignes continues) des iso-valeurs de fréquences amplifiées obtenues par la méthode HVSRL sur le bassin de Quito et zonage des formations sédimentaires principales (d'après [146]). (b) Variations des fréquences amplifiées (échelle de couleur) obtenues par la méthode HVSRL sur le bassin de Grenoble et représentation de la profondeur des sédiments (lignes continues) (d'après [148])

la vitesse de propagation des ondes S et la profondeur n'est valable que pour des milieux 1D, ce qui n'est pas la géométrie de la plupart des vallées sédimentaires. Steimen et al. [310] et Roten et al. [292] ont récemment confirmé que  $f_{HVSRL}$  était influencée par la géométrie 2D de certaines vallées alpines.

C'est en particulier le cas de la vallée de Grenoble. En effet, grâce à une connaissance précise de la géométrie du remplissage sédimentaire obtenue par méthode gravimétrique [337], une campagne de mesure nous a permis de quantifier l'erreur faite sur la profondeur des sédiments, en connaissant le profil de vitesse et vice-versa (Fig. 29). On constate ainsi que dans certains cas, l'erreur faite sur la profondeur des sédiments peut atteindre 10% dans le centre de vallée et jusqu'à 50% sur les bords. On peut l'expliquer par le fait qu'au centre, la vallée est tellement étroite que la fréquence  $f_{HVSRL}$  correspond plutôt à une fréquence globale de résonance et sur les bords, on retrouve cette fréquence globale, non directement liée aux conditions de site locales. Il faut donc prendre des précautions lorsque l'on interprète les valeurs de  $f_{HVSRL}$  en terme de profil de vitesse ou sédimentaire. La méthode HVSRL ne peut se substituer aux méthodes classiques géophysiques ou géotechniques. Cependant, cela n'enlève rien au fait qu'elle est bien adaptée à l'évaluation de la fréquence d'amplification du mouvement sismique des sites

## 2.4 Conclusions

Nous voyons ainsi que la réduction du risque sismique en milieu urbain passe forcément par l'identification des effets de site. Leur variabilité sur des distances courtes provoque des distributions de dommages parfois anormales, ou en tout cas irrégulières sur une zone urbaine.

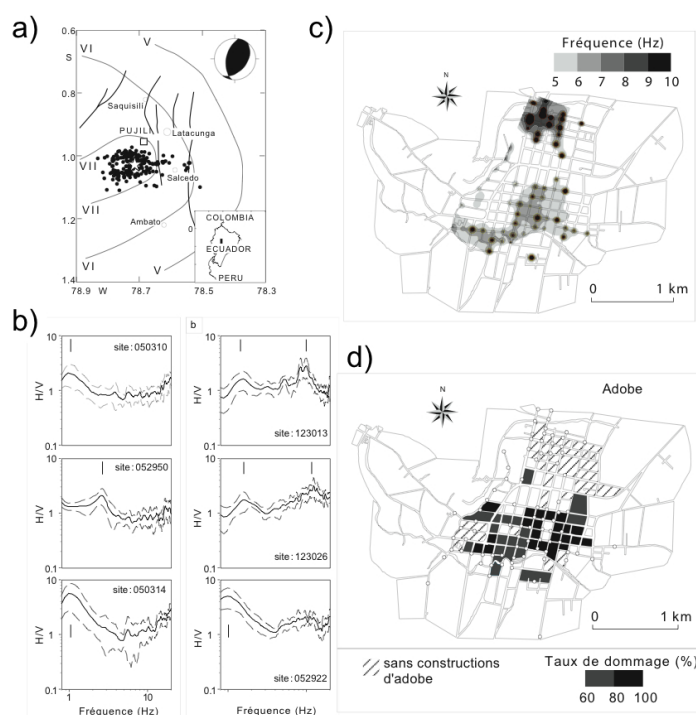


Figure 28: (a) Localisation du séisme de Pujili (28 mars 1996, Mw=5.7, Equateur); (b) Exemples de rapports H/V bruit de fond réalisés dans la ville de Pujili; (c) Carte des fréquences amplifiées entre 5 et 10 Hz, correspondant à la fréquence moyenne des bâtiments en adobe; (d) Taux de dommage relevé par îlot urbain suite au séisme de Pujili (d'après [147])

Certes, comme le rappellent Chatelain et al. récemment [72], ce ne sont pas les effets de site qui sont systématiquement à l'origine des dommages importants, la qualité des construction ayant un rôle important à jouer. On constate néanmoins que les effets de site participent à la distribution des dommages.

Il est donc crucial de savoir les reconnaître et les déterminer. Il faut pour cela se doter de méthodes quantitatives qui permettent d'estimer les facteurs d'amplification et les fréquences de résonance des couches superficielles, ainsi que les limites au-delà desquelles les effets de site disparaissent. Pour cela la méthode H/V bruit de fond présente des avantages considérables. Les recherches menées ces dernières années ont montré la capacité de cette méthode à révéler la présence d'effets de site. Certes, elle reste imparfaite en particulier parce qu'elle ne permet pas de connaître précisément les amplifications du mouvement du sol. Cependant, sa robustesse et son coût réduit lui confèrent un avantage sérieux sur les autres méthodes traditionnelles, en permettant une multiplication de points pour représenter les effets de site sous forme de zones, pouvant intégrer un document réglementaire.

Il ne faut pas non plus oublier que des incertitudes et des inconnues existent encore qui pourraient bénéficier des recherches à mener dans le future. Le rôle de l'amortissement des sols semblent être un élément important contrôlant la durée du mouvement du sol, en particulier ans

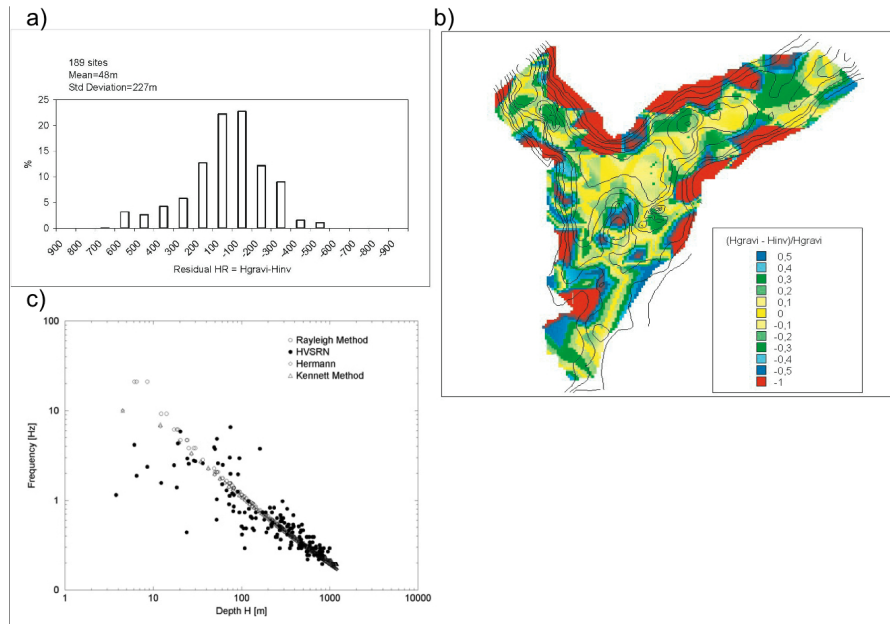


Figure 29: (a) Histogramme des résidus des épaisseurs des sédiments du bassin de Grenoble mesurées par gravimétrie et inversées depuis la fréquence  $f_{HVSRRN}$ . (b) Localisation des résidus des épaisseurs de sédiments du bassin de Grenoble. (c) Comparaison entre les fréquences  $f_{HVSRRN}$  (cercle plein) et théoriques 1D calculées à partir du profil de vitesse des sédiments de Grenoble obtenu au forage de Montbonnot (Tab. 1), en utilisant la méthode de Rayleigh (cercle vide), calculée par la méthode des coefficients de réflexion et de transmission [204] (triangle) et par l'ellipticité des ondes de Rayleigh (losange) (d'après [148]).

le cas de bassins sédimentaires. Des conditions de site particulières existent aussi, lorsque que des formations très raides se trouvent au-dessus de formations très molles, le mouvement du sol en surface étant essentiellement contrôlé par la couche inférieure. C'est le cas en particulier de nombreuses formations où des mangroves existent, cette couche molle paraissant jouer le rôle d'appuis parasismiques, contrôlant ainsi la réponse du site et réduisant les déformations sismiques dans les couches de surface, et donc des structures. Ces axes restent à être explorés et l'approche expérimentale permettra de constater ces phénomènes, d'où la nécessité de poursuivre des expérimentations de terrain.





### 3 Mouvement sismique en milieu urbain: interaction entre le site, la structure et la ville

Dans le champ des vibrations, l'analyse des interactions entre le sol et la structure (soit l'Interaction Sol-Structure - ISS) trouve son origine dans les problèmes des massifs de fondation supportant des machines vibrantes afin de prévoir le mouvement et de la fondation à partir des sollicitations extérieures, et par conséquent des déplacements de la machine en tenant compte à la fois des caractéristiques des sols mais aussi de la fondation. Ainsi, depuis le début du siècle, de nombreux auteurs se sont intéressés aux phénomènes de déformabilité des sols sous l'effet de machines vibrantes. Ils ont tenté des approches empiriques et plus tard analytiques pour résoudre ces problèmes dynamiques [158]: citons par exemple les travaux de Lamb en 1904 [221] qui étudia les vibrations d'un massif élastique linéaire semi-infini, provoquées par un chargement harmonique ponctuel; ceux de Reissner en 1936 [287] qui, par l'étude de la réponse d'un disque posé à la surface d'un milieu élastique semi-infini et soumis à un chargement vertical harmonique, a mis en évidence le phénomène de dissipation d'énergie de vibration par radiation dans le sol sous forme d'ondes; ceux de Hsieh en 1962 [172] et surtout Lysmer en 1965 [241] qui pour la première fois introduisirent l'idée de remplacer le système sol-fondation par un oscillateur simple de raideur et d'amortissement constants avec la fréquence.

#### 3.1 Interaction Sol-Structure ou l'effet des conditions de site dans la réponse sismique des structures

Avec l'avènement de l'ère nucléaire civil, l'importance des problèmes d'ISS prit une dimension nouvelle et conduisit à une nouvelle approche de l'analyse. Alors que dans le cas des machines vibrantes l'énergie d'excitation provient de la structure, l'interaction sismique considère une sollicitation harmonique qui provient du sol. Tandis que pour des structures légères, l'ISS paraissait à première vue négligeable [169], les structures rigides des centrales nucléaires ont fait apparaître des interactions importantes, notamment lors de déformations suivant les directions horizontales des structures, et non plus uniquement dans la direction verticale.

Afin de réaliser l'analyse dynamique d'une structure reposant sur un sol, on pourrait être tenté de considérer le mouvement en champ libre à la surface du sol comme mouvement à la base de la structure, base alors considérée comme rigide. Cette approche, parfois (souvent) utilisée en pratique, est douteuse. Pour comprendre l'effet de l'interaction sol-structure, considérons deux structures fondées sur deux types de sols différents.

Dans le cas du rocher, considéré comme infiniment rigide par rapport à la fondation, la longueur d'onde de la sollicitation est très grande par rapport à la taille de la fondation, de sorte que le mouvement en profondeur, au niveau du contact sol-fondation, et en surface sont en phase. Le mouvement à la base va donc directement se reporter au centre de masse sous forme de forces d'inertie, entraînant la déformation de la structure (deuxième loi de Newton). Cette déformation va naturellement conduire à l'apparition d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant (cisaillement) qui traduisent la réaction du rocher indéformable. Aucune déformation du sol n'est à attendre à la base de la fondation et le mouvement en champ libre n'est pas perturbé par la présence de la fondation. On dira alors que la structure est à base fixe ou rigide. On peut aussi exprimer la réponse de la structure en fonction de la fixité de sa base. Ainsi, le comportement de la **structure à base fixe** sera obtenu en considérant une structure fondée

sur rocher, les mouvements de la fondation étant à ce moment-là bloqués. Par opposition, on parlera de **structure à base mobile** quand elle sera fondée sur un sol suffisamment mou pour autoriser un déplacement relatif de la fondation par rapport au sol.

Dans le cas d'une structure sur sol souple, outre de possibles effets d'amplification du sol (i.e., les effets de site), deux phénomènes distincts apparaissent (Fig. 30).

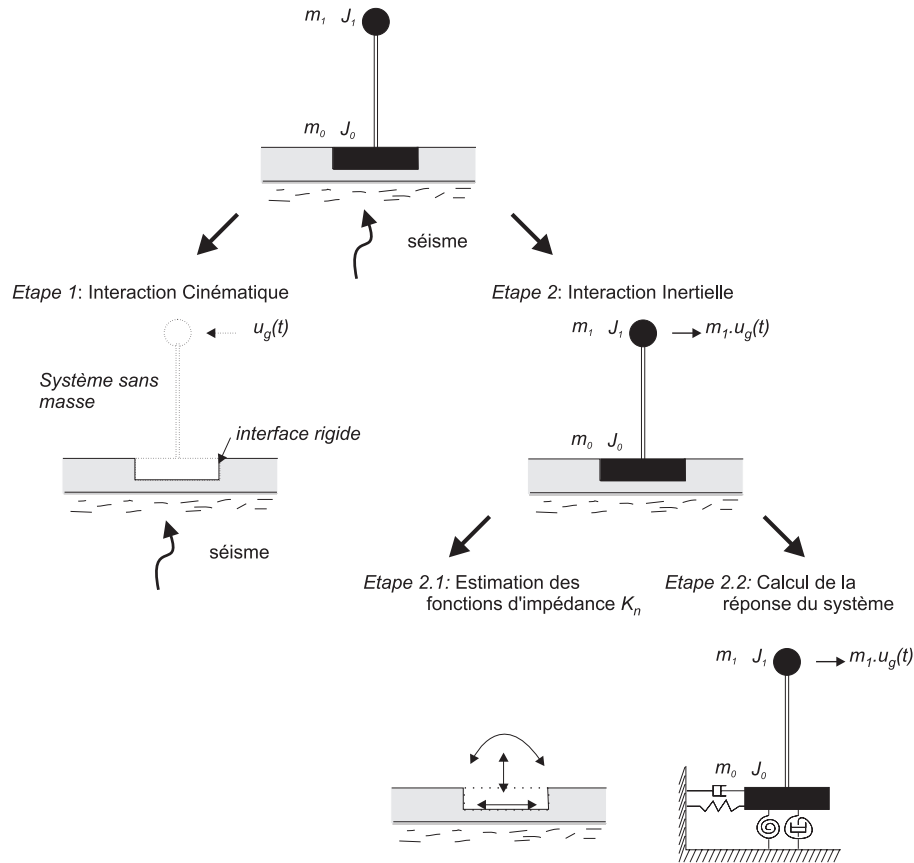


Figure 30: Principe de décomposition de l'interaction sol-structure (d'après [272])

### 3.1.1 Interaction Cinématique

On sait que des hétérogénéités peuvent provoquer des perturbations du champ d'onde. Par exemple, des irrégularités situées au niveau du contact sol-substratum peuvent provoquer des interactions entre les ondes de surface et les ondes de volume [165] [233] [74] ainsi qu'à la surface du sol [353] [74]. Puisque la fondation peut être considérée comme rigide par rapport au sol, la compatibilité cinématique entre la déformation du sol et des parois de la fondation va induire un champ diffracté. En effet, en absence de fondation, les mouvements à la surface et à la profondeur du contact entre le sol et la fondation sont en phase, ce qui ne sera plus le cas en présence d'une fondation rigide. Par suite de la présence d'un corps rigide placé

sur ou dans le sol, le mouvement de la fondation diffère notablement du mouvement sismique sans la présence de cette hétérogénéité, c'est-à-dire le mouvement sismique en champ libre. Si la fondation n'est pas enfouie, on imagine aisément que l'interaction va se produire quand la longueur d'onde va devenir du même ordre de grandeur que la fondation. Si la fondation est enfouie, l'interaction sera d'autant plus forte que l'enfouissement sera important et que la dimension sera grande. Par exemple, Trifunac [328], Wong et al. [356] et Moslem et Trifunac [258] ont montré analytiquement que le mouvement sismique observé à proximité d'une structure était fortement contaminé par les ondes diffractées sur le contact rigide sol-fondation. En général, une composante de rotation du mouvement de la fondation apparaît. Gazetas ([134]) propose en 1991 une méthode simplifiée afin d'estimer les composantes de translation et de rotation de la fondation à partir du mouvement incident. Elles dépendent essentiellement du type de fondation et de l'incidence des ondes sismiques. Leur effet n'est pas critique puisqu'elles ont tendance à réduire le mouvement sismique.

### 3.1.2 Interaction inertielle

L'inertie développée dans la structure provoque les déplacements de la fondation (et par conséquent de la structure) par rapport au sol. Puisque le sol est souple, il va se déformer sous l'action des efforts transmis par la fondation. Il en résulte un champ de déformation additionnel qui va se propager dans le sol sous forme d'ondes sismiques. La réponse de la structure va être influencée par les conditions de sol puisque plus le sol est souple, plus la structure va se comporter comme un corps rigide. Par conséquent, les déformations internes vont être réduites.

Richart et Whitman [288] étendirent en 1967 les travaux de Hsieh [172] et Lysmer [241] à l'ensemble des mouvements de vibration d'une structure. Ils proposèrent pour les modes de translation ( $h_x$ ,  $h_y$  et  $h_z$ ) et pour les modes de rotation (torsion  $r_z$ , flexion  $r_x$  et  $r_y$ ) des formules de rigidité et d'amortissement statiques. Une époque charnière dans l'évaluation de l'ISS correspond à la publication à peu près en même temps de deux articles [238] [340]. Ils exprimèrent la solution de la réponse dynamique d'une fondation circulaire fondée sur un demi-espace infini et élastique, soumis à une force harmonique extérieure. Ils établirent cette solution pour une fondation sans masse, à l'aide d'une expression qui relie les déplacements aux efforts, pour des forces harmoniques verticales, horizontales, de flexion et de torsion: ce sont les **fonctions d'impédance K**.

Différentes méthodes de calcul des fonctions d'impédance sont présentées dans ([134]). Elles sont regroupées en quatre catégories: des méthodes analytiques ou semi-analytiques, des méthodes dynamiques par éléments finis, des méthodes hybrides combinant des approches analytiques et numériques et des méthodes approchées qui permettent de résoudre simplement des singularités qui ne peuvent être obtenues rigoureusement. Une littérature abondante est disponible quel que soit le type de sol et de fondation envisagé. Un ouvrage intéressant a été proposé par Sieffert et Cevaer [303]: le manuel des fonctions d'impédance pour les fondations superficielles. Cet ouvrage propose une synthèse des résultats obtenus par plusieurs auteurs (e. g., [340] [238] [201] [237] [133] [19]). Il fournit un éventail de fonctions d'impédance pour différentes fondations (circulaires, carrées, filantes, enfouies ou superficielles) et différents sols (demi-espace infini, monocouche ou bi-couche) (Fig. 31). Une autre approche consiste à définir des modèles analytiques de cônes qui représentent les conditions d'impédance d'une fondation sur un sol mou [355].

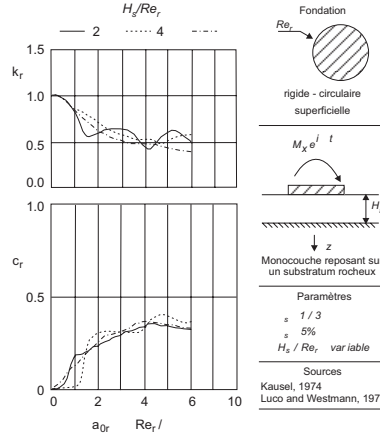


Figure 31: Exemple de fonctions d'impédance (d'après [303]).

La méthode dite de la sous-structure est souvent employée pour intégrer l'effet de l'interaction au comportement de la structure. Elle consiste d'abord à calculer le mouvement du sol en champ libre, en tenant compte de la colonne de sol, sans considérer la structure. Le mouvement du sol ainsi défini est ensuite utilisé pour analyser la structure ayant sa base couplée avec un système de fonctions d'impédance (ressorts et amortisseurs) qui modélisent le comportement du sol près de la fondation. Les fonctions d'impédance s'expriment généralement de la façon suivante:

$$K_n = Kstat_n [k_n(a_0) + ia_0 c_n(a_0)] \quad (17)$$

$Kstat_n$  correspond à la raideur statique du système sol-fondation. Elle dépend des paramètres élastiques du sol et des dimensions géométriques de la fondation. Par exemple, les raideurs statiques qui correspondent au cas présenté Fig. 31, sont obtenues pour les modes de translation horizontale ( $h_x$ ), de rotation autour de l'axe  $y$  ( $r_y$ ) et de couplage entre la rotation et la translation  $r_y h_x$  par [133]:

$$\begin{aligned} \text{horizontal} \quad Kstat_{hx} &= \frac{8G_s Re_h}{2-\nu_s} \left[ 1 + \frac{Re_h}{2H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{3Re_h} \right] \\ &\quad \left[ 1 + \frac{5D}{4H_s} \right] \\ \text{rotation autour de } y \quad Kstat_{ry} &= \frac{8G_s Re_{ry}^3}{3(1-\nu_s)} \left[ 1 + \frac{Re_{ry}}{6H_s} \right] \left[ 1 + 2\frac{D}{Re_{ry}} \right] \\ &\quad \left[ 1 + 0.7\frac{D}{H_s} \right] \\ \text{couplage rotation-horizontale} \quad Kstat_{ryhx} &= 0.40Kstat_h D \end{aligned} \quad (18)$$

Les rayons équivalents  $Re_n$  traduisent le fait qu'une partie de la surface de la fondation va interagir avec le sol sous vibrations. Sa surface sera la même que celle de la fondation rectangulaire pour le mode de translation. Pour les mouvements de rotation, elles auront les mêmes moments

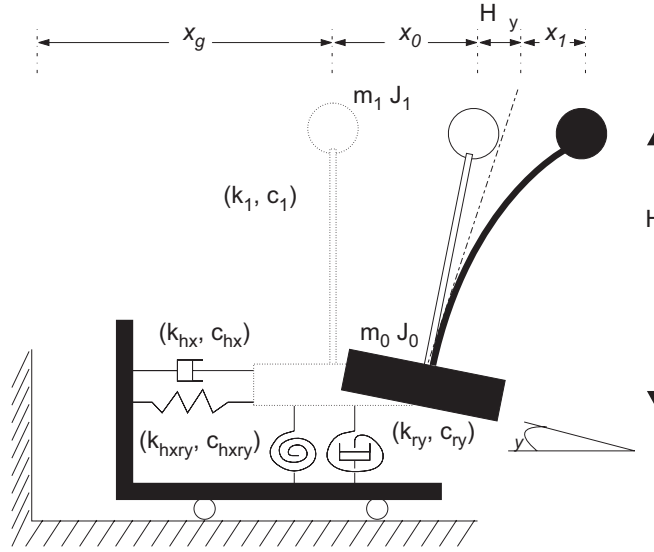


Figure 32: Représentation d'un système à un degré de liberté (1-DDL) soumis à une sollicitation de type séisme et intégrant l'interaction sol-structure.

d'inertie. Des relations existent aussi pour les modes de translation verticale et de torsion. Dans le domaine du génie parasismique, il est généralement admis de considérer ces modes comme mineurs par rapport aux modes horizontaux et de rotation. D'autre part, la réciprocity des termes de couplage admet en général que  $K_{stat_{ryhx}} = K_{stat_{hxy}}$ .

Les coefficients  $k_n(a_0)$  et  $c_n(a_0)$  sont des termes sans dimension, donnés en fonction de la pulsation adimensionnelle  $a_0$ . Cette dernière est représentée pour chaque mode  $n$  de vibration, par:

$$a_n = \frac{\omega R e_n}{\beta} \quad (19)$$

Pour une fréquence nulle, on s'aperçoit que la fonction d'impédance est proportionnelle à la raideur statique puisque la partie imaginaire de  $K_n$  s'annule. La fondation est donc considérée comme infiniment rigide. Dans le cas d'un chargement harmonique, l'équilibre de la structure peut être établi selon la 2<sup>me</sup> loi de Newton appliquée au système global sol-fondation-structure (Fig. 32). En considérant les équilibres de la fondation et de la structure, on obtient les expressions suivantes:

$$\begin{aligned} m_1 : \quad & m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_0 + H\ddot{\phi}_y) + c_1\dot{x}_1 + k_1x_1 = -m_1\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \\ m_0 : \quad & m_0\ddot{x}_0 + \tilde{c}_{hx}\dot{x}_0 + \tilde{k}_{hx}x_0 + \tilde{c}_{hxy}\dot{\phi}_y + \tilde{k}_{hxy}\phi_y - \\ & c_1\dot{x}_1 - k_1x_1 = -m_0\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \\ & J_0\ddot{\phi}_y + \tilde{c}_{ry}\dot{\phi}_y + \tilde{k}_{ry}\phi_y + \tilde{c}_{ryhx}\dot{x}_0 + \tilde{k}_{ryhx}x_0 - \\ & Hc_1\dot{x}_1 - Hk_1x_1 = 0 \quad (\text{rotation}) \end{aligned} \quad (20)$$

où  $x_1$ ,  $x_0$  et  $\phi_y$  correspondent respectivement au déplacement inertiel (ou flexion) de la structure de masse  $m_1$ , au déplacement relatif horizontal de la fondation de masse  $m_0$  par rapport au sol et à la rotation relative de la fondation, en supposant que la rotation du sol peut être négligée. Le déplacement total de la structure est représenté par:

$$x^T = x_1 + x_0 + H\phi_y + x_g \quad (21)$$

On exprime les équations 21 sous forme matricielle par la relation suivante:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = -\{\hat{m}\} \ddot{x}_g \quad (22)$$

avec:

- $[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & Hm_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_0 \end{bmatrix}$  : matrice de masse du système sol-structure;
- $[K_t] = [K] + i\omega [C] = \begin{bmatrix} k_1 + i\omega c_1 & 0 & 0 \\ -k_1 - i\omega c_1 & \tilde{k}_{hx} + i\tilde{c}_{hx} & \tilde{k}_{hxy} + i\tilde{c}_{hxy} \\ -H(k_1 + i\omega c_1) & \tilde{k}_{ryhx} + i\tilde{c}_{ryhx} & \tilde{k}_{ry} + i\tilde{c}_{ry} \end{bmatrix}$  : matrice de rigidité du système sol-structure, où  $k_1 = \omega_1^2 m_1$  et  $c_1 = 2\omega_1 m_1 \zeta_1$ ;
- $\{\hat{m}\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix}$  : vecteur des masses où s'appliquent les efforts d'inertie.

La solution matricielle de la réponse du système est obtenue par résolution dans le domaine de Laplace telle que:

$$\{X\}(\omega) = \frac{-\{\hat{m}\} X_g(\omega) \omega^2}{[K_t] - [M] \omega^2} \quad (23)$$

avec  $\{X\} = \langle X_1 \ X_0 \ \Phi_y \rangle^T$ : vecteur des transformées de Fourier des déplacements provoqués par le chargement harmonique  $X_g$ .

### 3.2 Effets de l'interaction sol-structure et son influence sur le risque sismique

Il existe ainsi plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure:

1. pour inclure dans l'analyse des modes de déformation les mouvements à la base de la structure, en considérant un système couplé sol-structure;
2. pour obtenir une meilleure connaissance de la fréquence de vibration du système couplé qui sera allongée, avec des implications pour son dimensionnement ou son évaluation;
3. pour évaluer complètement le comportement d'ouvrages critiques.

De nombreuses expériences sur des bâtiments réels (e.g. [311] [312]) ont montré que dans la plupart des cas, les fréquences propres des structures fondées sur sol souple (base souple) sont plus basses que celles sur sol rigide (base fixe). Dans certains cas, on constate également que la fréquence souple est en dessous du maximum d'énergie de la sollicitation sismique, entraînant une baisse de efforts dans la structure. Cela se traduit sur le spectre réglementaire par un décalage de la fréquence de résonance du système vers les basses amplitudes: on s'éloigne ainsi de la zone plateau. C'est pourquoi dans les règles, l'*ISS* est généralement négligée puisque bénéfique.

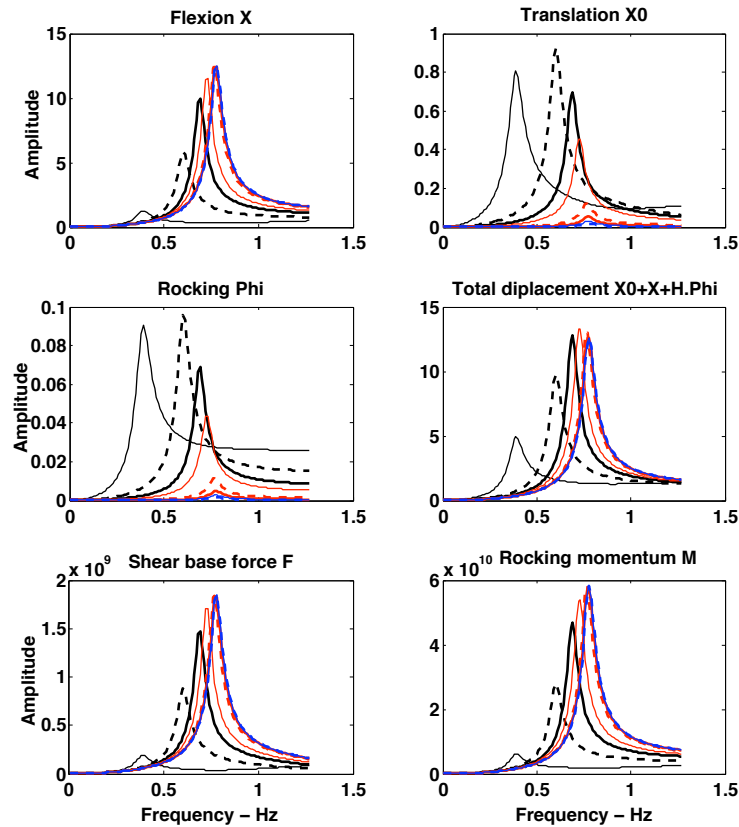


Figure 33: Exemple de l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse d'une structure en fonction de la vitesse  $V_s$  de propagation des ondes S du sol de fondation. Les mouvements et efforts correspondent à ceux du modèle de la figure 32. Trait continu noir:  $V_s=100$  m/s - Tirets noir: 150 m/s - Gras noir: 200 m/s - Fins continus rouge: 400 m/s - Tirets rouge: 600 m/s - Continus gras rouges: 800 m/s - Bleu: 1000 m/s

L'interaction cinématique peut être considérée comme un effet du second ordre, ne se développant qu'à l'échelle des mouvements différentiels dans la structure. Elle n'aura des conséquences que pour des structures exceptionnelles avec de longues fondations et très enfouies. Au contraire, on constate que l'amortissement d'une structure augmente quand elle est sur une base souple. Dans le cas rigide, l'amortissement est provoqué par la perte d'énergie au cours des cycles par frottements internes et non linéarité. En général, les valeurs d'amortissement des structures réglementaires sont forfaitaires, et souvent les valeurs sont proches de 5%. Dans le cas souple, une partie de l'énergie de vibration est dissipée sous forme d'onde sismique dans les sols, au niveau du contact sol-fondation, à cause de la présence d'interaction inertielle. Cet amortissement complémentaire a un effet positif pour la sécurité de la structure, en réduisant l'amplitude maximale et la durée des oscillations (Fig. 33).

En général, il est souvent admis que négliger l'*ISS* est bénéfique pour la sécurité des structures, au moment de leur conception. Cependant, comprendre son fonctionnement et ses effets

va contribuer à améliorer la compréhension des systèmes sol-structures que l'on va analyser lors des séismes. En particulier, puisqu'une partie de l'énergie de vibration des structures part dans le sol, on peut se demander ce que deviennent ses ondes sismiques, surtout en milieu urbain, saturé de bâtiments de toute taille et de toute sorte.

A ce propos, le lecteur pourra se reporter aux papier donnés en annexe:

1. **Guéguen, P.** and P.-Y. Bard. **2005**. Soil-structure and soil-structure-soil interaction: experimental evidence at the Volvi test site, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(5): 657-693.
2. Cornou, C., **P. Guéguen**, P.-Y. Bard and E. Haghshenas. **2004**. Ambient noise energy bursts observation and modeling: Trapping of harmonic structure-soil induced-waves in a topmost sedimentary layer, *Journal of Seismology*, 8: 507-524.
3. **Guéguen, P.**, P.-Y. Bard et J.-F. Semblat. **2002**. L'interaction site-ville: un nouvel aspect de l'aléa sismique, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 236: 17-36.
4. **Guéguen, P.**, P.-Y. Bard and F.J. Chavez-Garcia. **2002**. Site-City interaction in Mexico City-Like environments: an analytical study, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 92(2): 794-811.
5. **Guéguen, P.**, P.-Y. Bard and C.S. Oliveira. **2000**. Near to distant motions from an isolated RC-building model: experimental and numerical approaches, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90(6): 1464-1479.

### 3.3 Contamination du mouvement sismique urbain par la vibration des bâtiments

Dans la littérature, abondante sur les phénomènes d'interaction sol-structure et les effets de site, seuls quelques exemples mettent en évidence l'effet de l'urbain sur le mouvement sismique. Des travaux de recherche ont été lancés par le LGIT à la fin des années 1990 afin de quantifier trois phénomènes pouvant exister: (1) l'interaction entre le mouvement de la structure et le mouvement du sol, dite **Interaction Structure-Sol**; (2) l'interaction entre le mouvement de deux structures proches, dite **Interaction Structure-Sol-Structure**; et l'interaction entre un groupe de bâtiments et le mouvement du sol, dite **Interaction Site-Ville**.

#### 3.3.1 Effets de l'interaction Structure-Sol ISTS

Dés 1935 au Japon, Sezawa et Kanai [302] ont remarqué que l'atténuation des effets sismiques avec la distance à la faille semblait plus importante à l'arrière des villes, ce qu'ils ont attribué au fait qu'une partie de l'énergie de vibration des bâtiments se dissipe dans le sol sous forme d'ondes locales. En 1970, Jennings [188], en appliquant une sollicitation forcée à la Milikan Library du campus de l'Institut de Technologie de Californie, montra que l'interaction entre le mouvement du bâtiment et celui du sol (interaction inertielle ISTS) n'était pas uniquement un phénomène local. Il observa en effet le mouvement de la structure sur une station sismologique située à 11 kilomètres du site, les ondes sismiques ainsi produites conservant suffisamment d'énergie pour être identifiées. Cette expérience a été reproduite récemment par Favella et al. [121] [122], utilisant le même bâtiment mais profitant de l'augmentation considérable des réseaux d'observation pour détecter jusqu'à 400km l'effet de la vibration de la structure (Fig. 34 et 35).



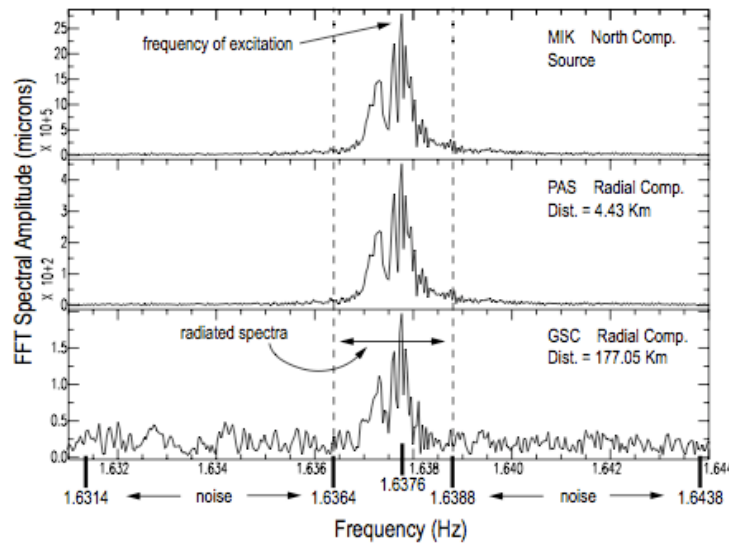


Figure 34: Amplitude spectrale calculée à trois stations du réseau californien (Milikan MIK, Pasadena PAS et Goldstone GSC) sur des enregistrements effectués lors de la vibration forcée du bâtiment de la Milikan Library (Californie). La station MIK est située au 9<sup>me</sup> étage du bâtiment (d'après [122]).

Des observations plus étonnantes voir amusantes ont également été rapportées par Kanamori et al. [198] et Erlingsson et Bodare [115] mettant en évidence l'interaction entre sol et structure. Étonnante car le 13 août 1989, la navette spatiale Columbia revenait sur terre après une mission dans l'espace. Son entrée dans l'atmosphère provoqua une onde de choc qui fut enregistrée par les stations sismologiques de Californie du Sud. De plus, ces dernières détectèrent une onde impulsive de période 2-3 secondes qui arriva 12.5 secondes avant l'onde de choc principale. Simultanément, cette impulsion fut enregistrée par la station de l'Université de Californie du Sud, proche du centre ville. Mais cette fois, elle arriva 3 secondes après le choc principal. Kanamori et al. [198] montrèrent alors que cette onde provenait d'un groupe d'immeubles de grande hauteur, situés dans le centre ville de Los Angeles : excités par l'onde de choc, ils libérèrent une partie de leur énergie de vibration sous forme d'ondes de compression transmise au sol via les fondations. Par ailleurs, la proximité de la fréquence de résonance des bâtiments de celle du bassin de Los Angeles a favorisé la conservation de l'énergie de l'ISSt sur des grandes distances.

Amusante car au cours d'un concert de rock qui eut lieu dans le stade Ullevi de Gothenburg (Suède), le public placé sur la pelouse commença à sauter au rythme de la musique. Les spectateurs des tribunes ressentirent de violentes vibrations. Elles provoquèrent quelques dommages aux installations, mais surtout elles conduisirent une partie du public à quitter le stade, preuve de l'importance de ces vibrations. Après analyse, Erlingsson et Bodare [115] arrivèrent à la conclusion que les chocs périodiques ( $\approx 2$  Hz) assénés à la surface du sol par le public se situaient dans une gamme de fréquence proche de celle du remplissage sédimentaire sous-jacent. Ce dernier, constitué de dépôts argileux, atteint par endroits une cinquantaine de mètres. Des variations latérales d'épaisseur favorisèrent également le piégeage des ondes et donc la transmission de l'énergie "humaine" aux infrastructures environnantes, provoquant leur mise en

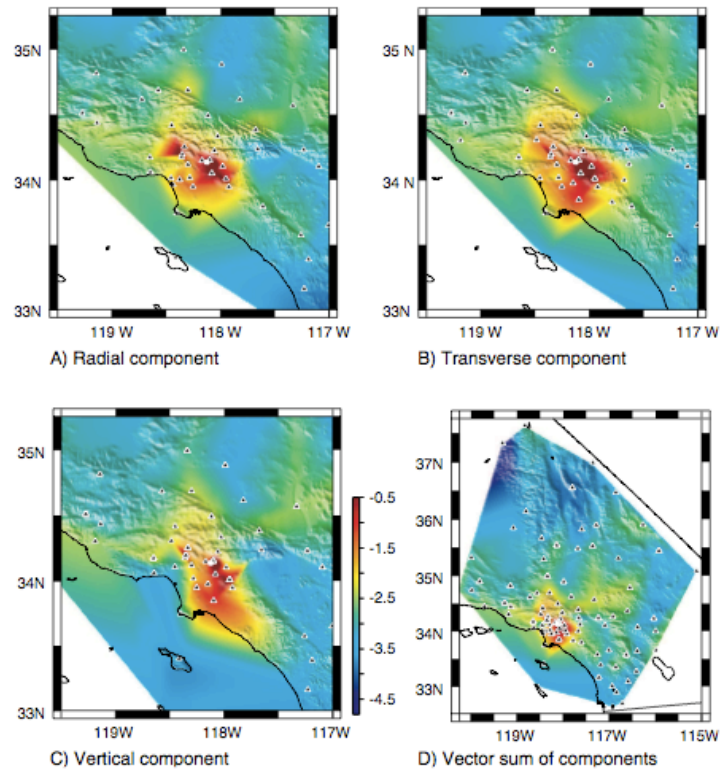


Figure 35: Cartes des mouvements du sol maximaux observés sur les stations du réseau californien au cours de la vibration forcée du bâtiment de la Milikan Library (Californie, triangle blanc) et interpolés entre les stations (triangle noir). A à C correspondent aux différentes composantes tandis que D est l'amplitude maximale du vecteur somme des trois composantes, interpolée entre chaque station. L'échelle de couleur donne le logarithme base 10 du déplacement en micron-mètres (-0.5 vaut 0.316 micromètre) (d'après [122]).

vibration.

On peut citer également l'effet de la vibration d'une cheminée industrielle, identifié sur le bassin grenoblois au cours d'une expérimentation sismologique temporaire [88]. Après vérification des fréquences de vibration de l'édifice, il a été montré que le couplage entre la cheminée et le sol était favorisé par la présence d'une couche superficielle: celle-ci avait une fréquence de vibration proche de celle de la structure, favorisant la propagation et le piégeage d'une onde jusqu'à plusieurs centaines de mètres (Fig. 36).

Plus récemment, lors des attaques terroristes contre les tours jumelles du World Trade Center, une station sismologique gérée par le réseau sismologique du Lamont-Doherty (Columbia University) située à une quarantaine de kilomètres du site de l'impact, montrait non seulement l'effet de la destruction complète des tours, mais également l'effet de la vibration des structures lors de l'impact des avions (Fig. ??).

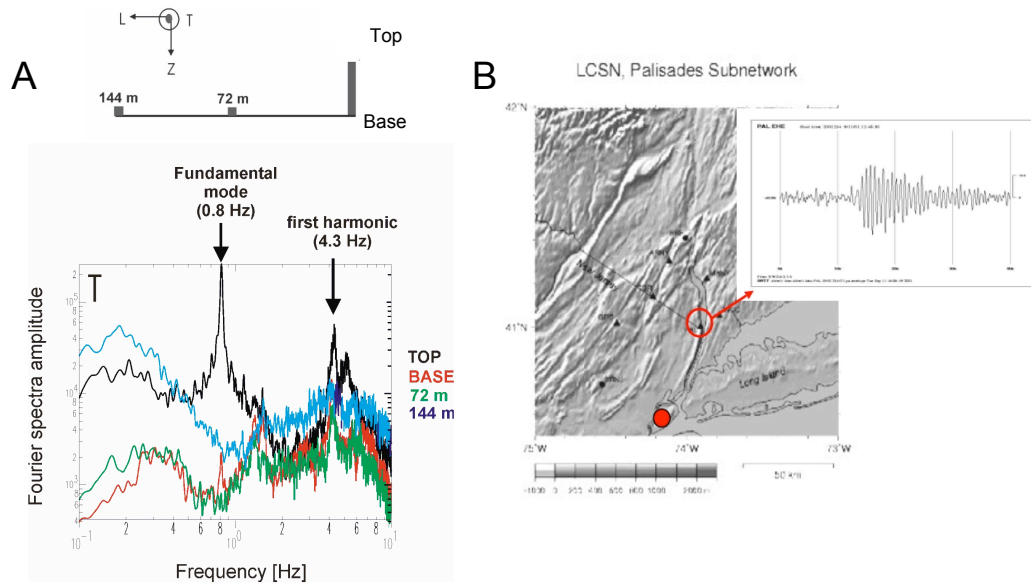


Figure 36: Observation du mouvement d'une structure sur le mouvement du sol. A: Le cas d'une cheminée industrielle localisée dans le bassin grenoblois montrant que les modes supérieurs peuvent contribuer significativement au mouvement du sol lorsqu'un phénomène de résonance existe avec la couche supérieure du sol (d'après [88]). B: Enregistrement du mouvement du sol à 40 km du WTC excité par l'impact des avions lors des attaques terroristes du 11 septembre (d'après [207]).

Sur le site test de Volvi (Thessalonique, Grèce), des essais au lâcher ont été réalisés, forçant la vibration de la structure dans ses directions principales (longitudinale L et transversale T). Un réseau temporaire de capteurs sismologiques à trois composantes a été installé par Guéguen et al. [145] à différentes distances de la fondation et alignés dans les directions T et L. Chaque capteur était orienté suivant les directions principales de la structure, à savoir les composantes horizontales suivant les directions L et T. La figure 37 présente le mouvement du sol enregistré dans les trois directions (L, T et Z), à proximité immédiate de la structure du site test de Volvi, pour une excitation dans la direction L. Une modélisation utilisant le principe de la sous-structure (Eq. ??) est superposée aux données expérimentales, en considérant les réactions du sol au mouvement de la fondation comme des sources sismiques ponctuelles selon l'expression suivante:

$$\begin{Bmatrix} F_0 \\ M_0 \end{Bmatrix}(\omega) = \begin{bmatrix} k_h + i\omega c_h & k_{hr} + i\omega c_{hr} \\ k_{rh} + i\omega c_{rh} & k_r + i\omega c_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ \Phi_0 \end{Bmatrix}(\omega) \quad (24)$$

On observe ainsi que :

1. l'amortissement temporel du mouvement du sol induit est proportionnel à l'amortissement du système sol-structure, à sa fréquence fondamentale. Il en résulte qu'une partie de l'énergie de vibration de la structure est rétro-diffusée dans le sol sous forme d'onde sismique, en cohérence avec ce que l'on sait des effets de l'ISS (Cf. Section 3.1.2);

- la décroissance spatiale du champ d'onde est successivement proportionnelle à l'amortissement géométrique des ondes de volume (en  $1/r$  au voisinage immédiat) et des ondes de surface (en  $1/\sqrt{r}$  à partir d'une certaine distance, trouvée sur le site de Volvi égale à environ cinq fois les dimensions de sa fondation);
- la vibration de la structure est détectable jusqu'à environ dix fois la taille de la fondation, distance à laquelle les mouvements vibratoires du sol représentent encore 5% du mouvement de la base de l'immeuble. A une distance de deux fois la taille de la fondation, cette proportion atteint 25%. L'énergie relâchée dans le sol sous forme d'ondes sismiques peut donc être très significative et peut modifier le mouvement du sol en champ libre.

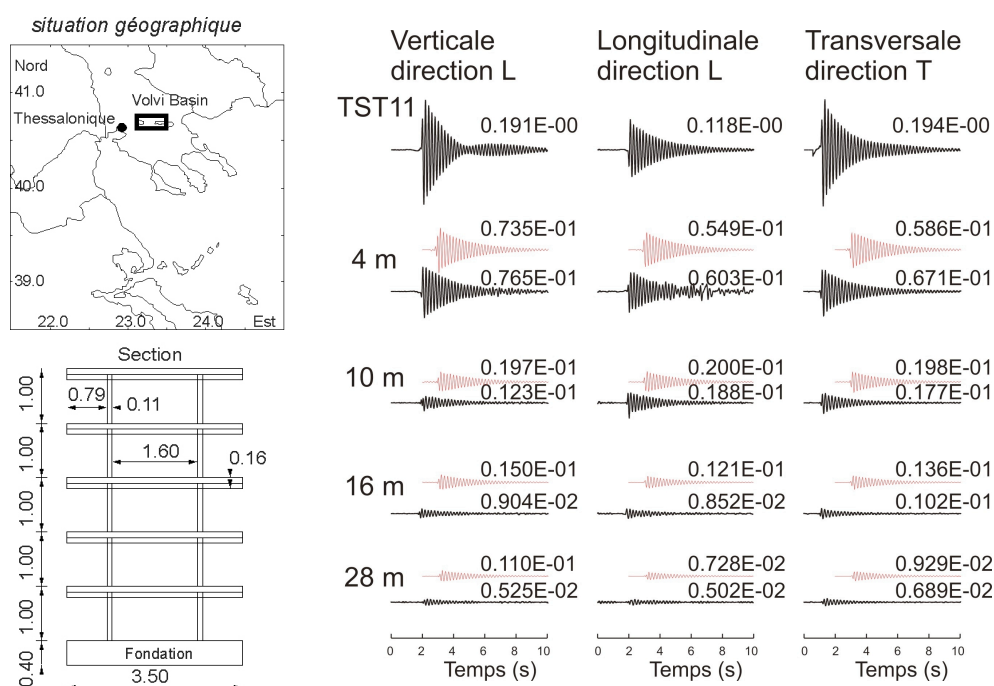


Figure 37: Observation du mouvement du sol à proximité de la structure du site test de Volvi (Thessaloniki, Grèce) excitée par un essai de lâcher dans la direction L. Les traces en noir correspondent au mouvement du sol observé aux stations alignées dans la direction L, sur les trois composantes L, T et Z. En rouge, résultats d'une simulation analytique par la méthode de la sous-structure, calculés aux points des observations. La trace TST11 correspond au mouvement à la base de la fondation (d'après [145]).

Depuis, quelques observations ont été faites reprenant le schéma du test de Volvi mais appliqué à d'autres configurations sol-structure [261] [130] qui confirment l'existence du couplage entre mouvement du sol et de la structure.

Toutes ces expériences ou observations ont cependant en commun le mode d'excitation de la structure. En effet, la sollicitation est directement appliquée à la structure et il est donc aisé d'observer son mouvement sur le sol. Ce n'est pas aussi simple dans le cas d'un tremblement

de terre, puisque le mouvement sismique incident et le mouvement rétro-diffusée dans le sol se superposent.

### 3.3.2 Effets de l'interaction Sol-Structure-Sol

Virgin et Bard [354] sont certainement les premiers à avoir étudié numériquement le couplage entre le mouvement du sol et des structures lorsque celles-ci sont soumises à des séismes. Cette idée était essentiellement motivée par la signature des enregistrements du mouvement du sol sur la zone lacustre de Mexico. En effet, comme montré Figure 38, le mouvement dans la zone lacustre montre certes une amplification considérable de l'amplitude, due aux effets de sites de la couche molle superficielle, mais également un allongement et des battements considérables. Si on considère la réponse 1D de la colonne de sol de Mexico, très bien documentée depuis le séisme de Michoacan de 1985, on peut calculer le mouvement à la surface du sol depuis le mouvement enregistré au rocher. On constate que l'amplitude est bien restituée mais pas du tout les oscillations monochromatiques ni la durée du mouvement du sol. Il y a d'autre part sur cette zone un habitat dense et massif construit sur une formation de sol souple et superficielle favorisant les phénomènes d'interaction sol-structure. La contribution du mouvement des structures au mouvement du sol observé était également encouragée par la similitude des fréquences de vibration des structures et de la couche lacustre de surface, qui signifiait qu'un couplage fort s'était établi lors du séisme.

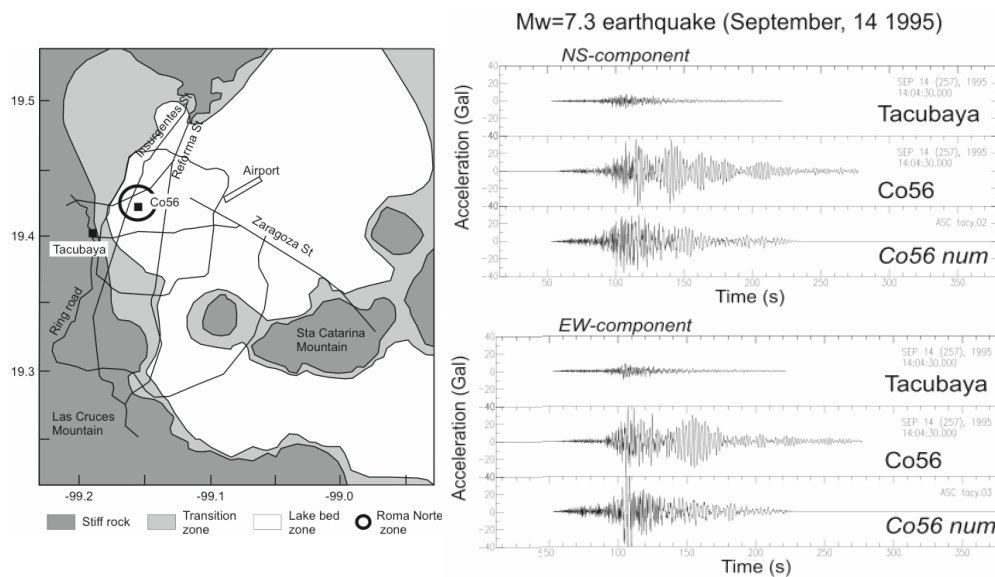


Figure 38: Mouvement du sol de Mexico observé et simulé sans tenir compte de la couche urbaine (d'après [144]). Le mouvement du sol Co56 num correspond au mouvement sismique calculé en convoluant la réponse 1D de la colonne de sol à Co56 par le mouvement au rocher (Tacubaya).

Cependant, peu d'évidences expérimentales ont été apportées montrant la contribution de la vibration d'une structure au mouvement du sol lorsque celle-ci est excitée par un séisme.

Guéguen et Bard [143] montrèrent cependant sur l'expérience de Volvi qu'il était possible d'observer ce phénomène (Fig. 39). En effet, lors de deux tirs d'explosif à proximité de la structure, des stations placées au sol, à quelques mètres de la fondation, faisaient apparaître une onde de fréquence caractéristique égale à celle de la structure, s'atténuant avec la distance et animée de battements qui ont pu être reliés au mouvement de la structure.

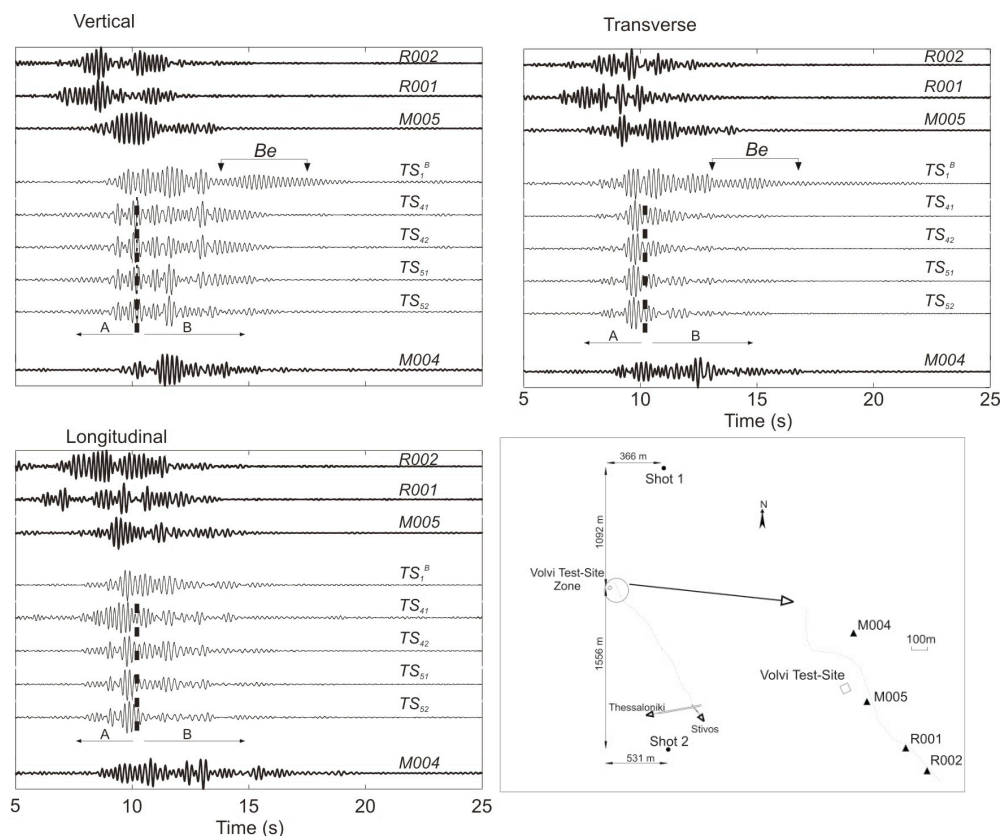


Figure 39: Excitation de la structure test de Volvi (Grèce) par un tir d'explosif et identification de l'effet de sa vibration sur un mini réseau de stations sismologiques situées dans son voisinage proche (d'après [143]).

Cette observation est rare mais prouve qu'un couplage existe. Il est donc raisonnable de s'interroger sur l'effet d'une multitude de structures, toutes soumises à une sollicitation de type séisme, en particulier lorsqu'elles sont fondées sur une couche à effets de site. Cet effet a été appelé l'Interaction Site-Ville (ISV).

### 3.3.3 Effets de l'interaction Site-Ville

En utilisant le modèle analytique développé pour une structure isolée (Cf. Section 3.3.1), l'étude de l'interaction site-ville a été réalisée sur le quartier Roma Norte, l'un des quartiers de Mexico

ayant subi des destructions importantes lors du tremblement de terre de Michoacan en 1985 (Fig. 40). Une conséquence directe de ces destructions a été la focalisation sur ce quartier d'un grand nombre d'études sismologiques mais aussi géotechniques et structurales, fournissant ainsi des informations précises sur la nature du sol et sur les caractéristiques du bâti. A partir de là, l'étude de l'interaction site-ville a été menée de la façon suivante, selon la procédure développée dans Guéguen et al. ([144]) et rappelée ici brièvement :

1. Tous les immeubles de plus de sept étages ont été recensés dans le quartier Roma Norte, en identifiant leur nombre d'étages et leur superficie. Au total, 180 immeubles ont été répertoriés, dont l'ensemble constitue le modèle urbain.
2. En supposant un habitat homogène, les caractéristiques dynamiques et géométriques des structures ont été déduites de celles de deux bâtiments parfaitement connus de Roma Norte : les immeubles Jalapa et Plaza Cordoba. Chaque structure est identifiée par sa hauteur, sa masse et son système de fondation. Pour ce dernier, une fondation superficielle équivalente a été considérée, déduite des caractéristiques des fondations profondes de Jalapa et Plaza Cordoba : l'enfouissement de la fondation superficielle correspond à la longueur active des pieux selon l'expression de Gazetas [134] et sa masse respecte la densité des fondations profondes, soit le ratio entre le volume des pieux et le volume de sol [144].
3. La période de vibration de chaque structure a été estimée suivant la relation de l'UBC88 :  $T = 0.073h^{0.75}$ .
4. L'amortissement structural a été estimé par les travaux de Farsi [119] [120], via la relation suivante:  $\zeta = 0.0562 \left(\frac{h}{2B}\right)^{-0.15}$ , avec B la dimension de la fondation dans la direction de vibration.

L'utilisation du modèle développé précédemment impose de considérer chaque structure comme étant isolée, c'est-à-dire qu'elle ne subit pas l'effet des autres immeubles : c'est ce que l'on appelle l'interaction simple. Le modèle urbain a été mis en vibration selon le principe de la sous-structure par un séisme mexicain enregistré à une station de référence localisée à proximité de la zone d'étude, au rocher, et convolué par la réponse 1D de la colonne de sol moyenne de la zone, représentant le mouvement sismique en champ libre, sans la présence des bâtiments. Le champ d'onde généré par l'ensemble des structures a ensuite été calculé en estimant les forces de réaction se développant à la base de chaque structure. Le champ rayonné total  $W^T$  est alors calculé au centre du quartier (station Co56) comme étant la somme des champs d'onde unitaires, provoqués par la force de translation  $W^F$  et le moment de balancement  $W^M$ . Etant donné la nature tridimensionnelle du mouvement sismique, on considère que les structures sont excitées suivant leurs directions horizontales principales ( $j=1,2$ ),  $W^T$  s'exprimant alors par la relation :

$$W^T = \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^n W^{F_{ij}} + W^{M_{ij}} \quad (25)$$

Dans le domaine temporel, on s'aperçoit (Fig. 41) que le mouvement du champ d'onde rayonné par l'ensemble des structures est du même ordre de grandeur que le mouvement sismique incident, ce qui prouve l'importance de l'effet site-ville dans le cas de Mexico. Malgré quelques différences dues essentiellement à la simplicité du modèle utilisé, le champ total (direct + rayonné par les structures) calculé présente des similitudes avec le champ observé pour le séisme considéré, en particulier concernant l'allongement et les battements caractéristique de la zone



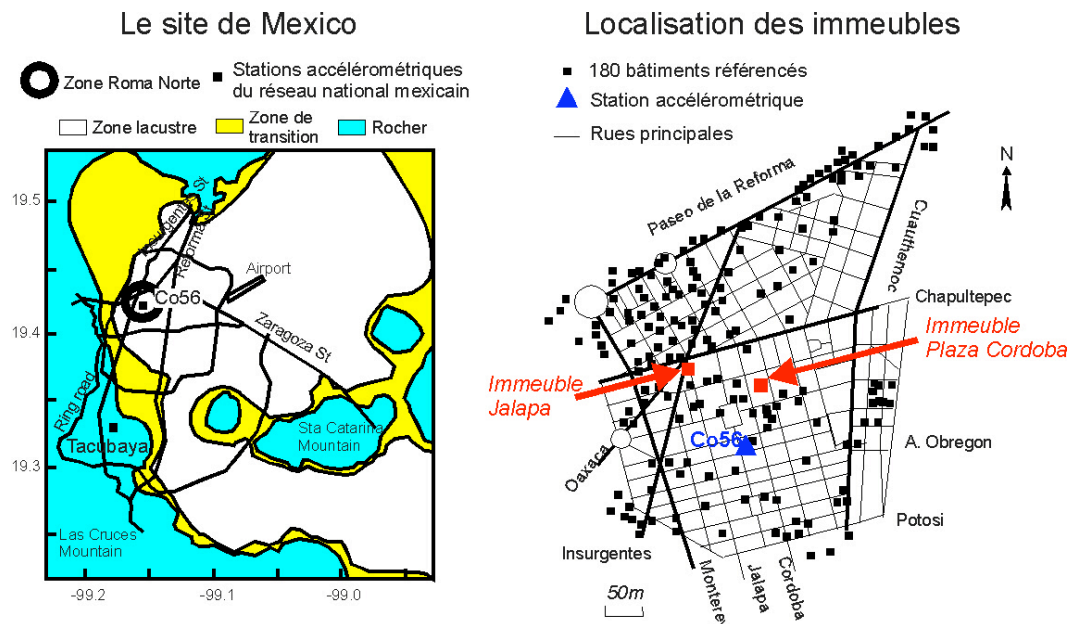


Figure 40: Le quartier Roma Norte de Mexico et la répartition des bâtiments analysés sur la zone.

de Mexico. Ce phénomène ne semble pas augmenter le mouvement sismique mais plutôt le perturber avec des conséquences directes pour le risque sismique. En effet, Guéguen et al. [144] montrèrent que l'estimation des effets de site par la méthode des rapports spectraux [44] appliquée sur les données ne s'expliquait qu'en intégrant le champ total pour le calcul. Les rapports spectraux peuvent être calculés à partir du mouvement en champ libre, sans tenir compte de la présence des immeubles. Ce rapport revient à considérer la fonction de transfert unidimensionnelle utilisée dans le modèle. On se rend compte ainsi que le modèle unidimensionnel ne représente pas la fonction de transfert expérimentale, puisqu'elle sous-estime la fréquence et surtout l'amplification du mouvement du sol. Enfin, ce même rapport spectral est calculé en considérant maintenant le champ libre urbain, c'est-à-dire en tenant compte de la présence des bâtiments. La fonction de transfert se rapproche de celle obtenue expérimentalement, en fréquence comme en amplitude, ce qui tend à prouver que l'estimation des effets de site en milieu urbain doit tenir compte de la présence des bâtiments.

On voit donc que les structures contribuent au mouvement sismique global. Ce n'est pas si étonnant que cela sur Mexico quant on connaît l'urbanisation imposante fondée sur une couche relativement molle de sédiments. Cette configuration est-elle exceptionnelle ou bien la retrouve-t-on dans d'autres centres urbains? C'est à cette question qu'on essayé de répondre Guéguen et al. [144] en considérant le bilan énergétique de la ville.

Pour ce faire, un groupe d'immeubles  $n$  est considéré, reposant sur un remplissage sédimentaire d'épaisseur  $H_s$ , sur une superficie totale  $S_s$ . L'énergie cinétique maximale  $E_s$  de l'ensemble du remplissage sédimentaire, et l'énergie cinétique maximale  $E_b$  des  $n$  immeubles sont successivement calculées : l'objectif était de trouver l'ordre de grandeur du rapport  $E_b/E_s$ . Guéguen et al. [144] proposent ainsi la relation simplifiée suivante:



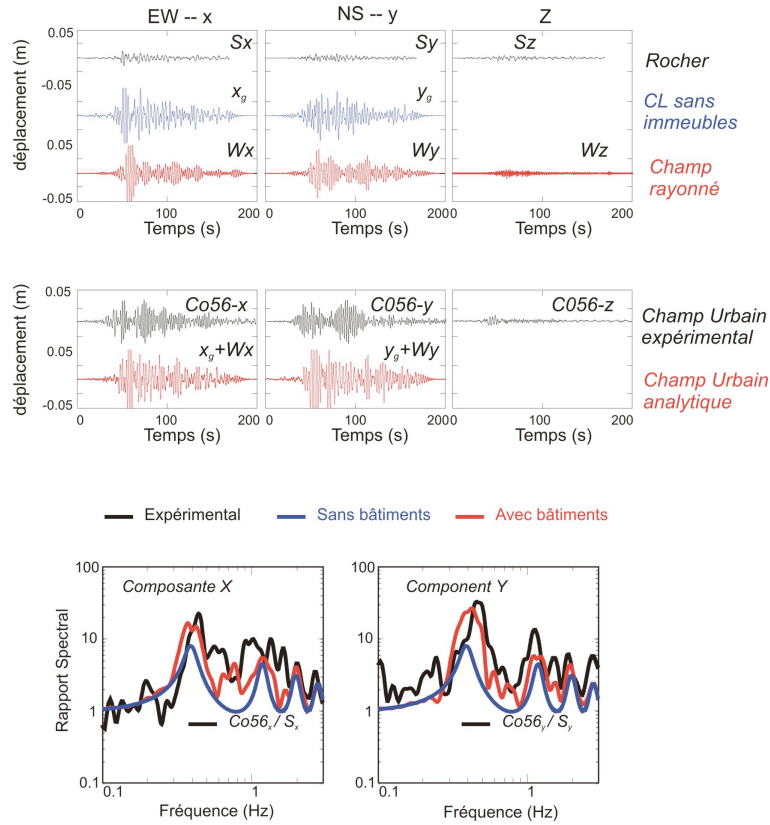


Figure 41: Effets de l'ISV sur le mouvement du sol et l'estimation des effets de site par la méthode des rapports spectraux (d'après [144]).

$$\frac{E_b}{E_s} = 2 \sum_{i=1}^n \frac{S_{bi}}{S_s} \frac{H_{bi}}{H_s} \frac{f_s^2}{f_{bi}^2} \quad (26)$$

On constate ainsi que ce phénomène est essentiellement contrôlé par trois termes qui sont:

1. la densité urbaine qui représente la surface de sol occupée par les bâtiments, s'exprimant comme le rapport entre la surface totale du bâti et la surface du site considéré, i.e.  $\frac{S_{bi}}{S_s}$  ;
2. le contraste de masse, et donc de géométrie, entre la ville et le sol, caractérisé par le rapport entre la hauteur moyenne des bâtiments constituant la ville et l'épaisseur du remplissage sédimentaire, i.e.  $\frac{H_{bi}}{H_s}$  ;
3. la coïncidence entre les fréquences de résonance de la couche de sol et des bâtiments qui comme nous l'avons déjà montré plus haut ([141]; [33]), favorise le piégeage des ondes de surface émises par la vibration des bâtiments, i.e.  $\frac{f_s^2}{f_{bi}^2}$ .

Une étude paramétrique a été proposée, sur la base du quartier Roma Norte de Mexico, en considérant 180 réseaux urbains homogènes constitués des 180 bâtiments. Tous les modèles site-ville sont soumis à une excitation harmonique identique à celle de la partie précédente. Pour

estimer l'apport des bâtiments, une estimation a été utilisée, basée sur l'intensité cumulée des champs d'onde calculés dans les deux directions  $x$  et  $y$  principales  $P$ , normalisée par l'intensité du mouvement du sol en champ libre  $P_g$ , c'est-à-dire sans les bâtiments. Elle s'exprime selon la relation suivante:

$$\frac{P}{P_g} = \frac{\sum_{t=1}^{t_{max}} x^2 + y^2}{\sum_{t=1}^{t_{max}} x_g^2 + y_g^2} \quad (27)$$

La figure 42 représente, pour les 180 cas considérés, la corrélation entre  $P/P_g$  et l'estimateur  $E_b/E_s$ . Dans le cas du quartier Roma Norte, on observe ainsi que  $P/P_g \approx 10 E_b/E_s$ . En d'autres termes, pour un rapport d'énergie cinétique de 10%, l'intensité cumulée du champ rayonné est équivalente à celle du champ libre. C'est d'ailleurs grosso modo le cas de la configuration réelle de Roma Norte, représentée par le symbole carré rouge sur la figure 42. Cette figure indique aussi que, dans certains cas, l'intensité cumulée peut être dix fois supérieure à celle du champ libre : dans de tels cas, les mouvements sont donc quasiment contrôlés par l'Interaction Site-Ville! Sur la base de cette analyse, Guéguen et al. [144] arrivèrent à la conclusion que les deux paramètres principaux qui contrôlent l'importance de cet effet d'interaction sont la densité urbaine, et surtout la coïncidence entre les fréquences du sol et des immeubles, à l'origine du couplage sol-structure.

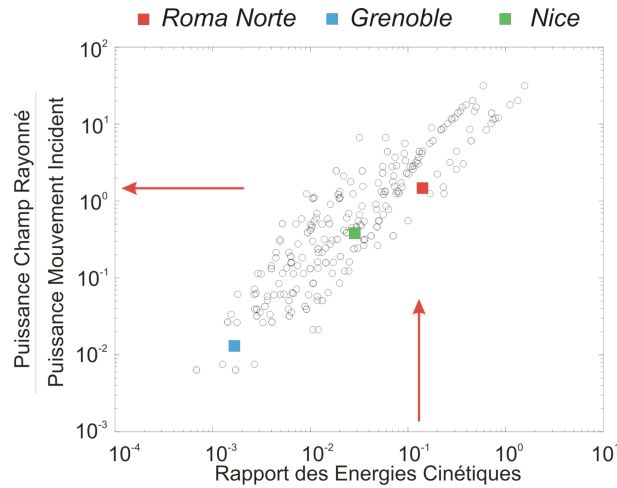


Figure 42: Bilan énergétique de l'interaction site-ville simulée sur des configurations typiques de celle de Roma Norte (Mexico) et indication des réalités urbaines telles que Roma Norte, Nice et Grenoble (d'après [144]).

On peut aussi appliquer cette relation à d'autres configurations. Par exemple, le quartier de la Villeneuve à Echirolles, à la périphérie de Grenoble, est certainement un des secteurs les plus urbanisés de la ville. En considérant une urbanisation très dense ( $\rho = 0.5$ ), la fréquence  $f_s$  et l'épaisseur  $H_s$  du remplissage égales, respectivement, à 0.4 Hz et 400 m [226] [148], et des bâtiments de hauteur moyenne égale à 30 m, vibrant à environ 2 Hz [119] [120], le rapport des énergies cinétiques  $E_b/E_s$  est d'environ 0.15 %. Cette valeur est faible et d'après la figure 42, elle provoque un effet site-ville de l'ordre de  $P/P_g \approx 10^{-2}$ , c'est-à-dire négligeable. Dans ce cas, l'importance du remplissage, constitué de matériaux assez rigides ( $c = 400$  m/s) contraint la faible valeur de  $E_b/E_s$ . Cependant, et l'exemple de la cheminée la clairement mis en évidence [88], si on considère la couche superficielle de Grenoble qui contrôle la partie haute fréquence

des amplifications du sol, avec  $H=20$  m et  $V_s=200$  m/s [88] [148], le rapport des énergies devient alors importants, impliquant un effet site-ville de l'ordre de  $P/P_g \approx 1$ , cette fois non négligeable.

La même analyse a été réalisée au cas de Nice. A partir de l'étude du risque sismique menée sur la ville de Nice par le Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement [32], le rapport des énergies cinétiques a pu être calculé (approximativement) pour quelques secteurs de la ville, permettant d'estimer l'importance de l'effet site-ville. L'analyse ne tient compte que de certaines classes de bâtiments de plus de 6 niveaux ( $>R+5$ ). Comme pour Grenoble, pour une valeur du rapport des énergies cinétiques,  $P/P_g$  est estimé sur la Figure 42 au moyen d'un intervalle des valeurs de plusieurs quartiers de Nice. Au vu des résultats, sur les secteurs de Nice Nord, Le Port-Riquier, Ariane-Pasteur et Gare du Sud, l'effet site-ville ne devrait pas être négligeable. Dans le cas de Nice Nord, il peut même être équivalent à celui calculé à Mexico ( $P/P_g = 0.8$ ).

Depuis la première modélisation réalisée par Wirgin et Bard [354], d'autres modèles ont été proposés. Par exemple, Guéguen [141] montra que le l'effet était d'autant plus important que les fréquences du sol et de la structure coïncidaient. Groby et Wirgin [138] montrèrent aussi que des blocks rigides identiques et distribués régulièrement sur un demi-espace modifiaient significativement l'amplitude et la durée du mouvement sismique. Kham et al. [205] constatèrent une perturbation à l'extérieure de la ville, exacerbée lorsque la densité urbaine est forte et lorsqu'il y a résonance entre la ville et le bassin. Ils montrèrent également numériquement que :

1. dans une ville périodique, les effets ISV sont salutaires: le mouvement du sol est réduit ;
2. cette réduction augmente avec la densité urbaine et elle est maximale quand les fréquences des constructions et du sol coïncident. En conditions optimales (la plus grande densité et résonance parfaite), la réduction atteint le 50% ;
3. l'effet de la densité peut cependant être significatif même lorsque les fréquences ne coïncident pas. Par exemple, l'énergie du champ rayonné par rapport au champ incident est du même ordre (67%) dans les cas « densité faible – résonance » et « densité forte – pas de résonance »;
4. ces effets de réduction diminuent de manière significative quand la régularité du bâti est cassée: la réduction pour les villes non-périodiques n'excède pas 15%, ce qui peut s'expliquer par le faible nombre de bâtiments à 2 Hz et/ou le faible effet de groupe dû à la disposition irrégulière.

Cependant, à la différence de Groby et Wirgin [138], Kham et al. [205] montrèrent au contraire que la cohérence spatiale du mouvement sismique en champ urbain était très perturbée et que le mouvement des structures et du sol étaient réduites par effets sol-structure-sol, les plus fortes perturbations du mouvement du sol liées à la présence des structures apparaissant à la périphérie de la ville.

### **3.3.4 Effets de l'interaction structure-sol-structure**

L'hétérogénéité des urbanisations fait très souvent se côtoyer plusieurs catégories d'immeubles, de taille, de système de fondation et d'éléments structuraux différents. La distribution du bâti fait alors apparaître de grandes variations latérales, des contrastes importants entre structures voisines. Des masses imposantes sont ainsi construites à côté de structures plus légères. En

statique, mise à part l'agression visuelle qui en résulte parfois, et des éventuels tassements différentiels, une urbanisation hétérogène n'entraînera pas de problèmes importants. Par contre, en dynamique, il est légitime de se demander si la présence de masses vibrantes imposantes à proximité de masses légères ne provoque pas des modifications de comportement, voire des interactions dynamiques entre bâtiments.

Kitada et al. [209] étudièrent sur un site expérimental les effets de l'interaction entre bâtiments. L'étude consistait à mettre en vibration une structure de référence à l'aide d'un excitateur placé au sommet. A chaque essai, son environnement proche était modifié. Le comportement de la structure était d'abord analysé pour un environnement vierge. Puis, une structure identique était construite à proximité et ensuite une structure plus imposante. A chaque étape, ils ont observé que la réponse du bâtiment de référence était modifiée par rapport à celle du cas de la structure isolée. Plusieurs types de variations sont apparues, soit par décalage de la fréquence de résonance, soit par découplage de cette même fréquence en deux fréquences, soit par apparition de la fréquence de résonance du bâtiment annexe sur la réponse du bâtiment de référence (Fig. 43).

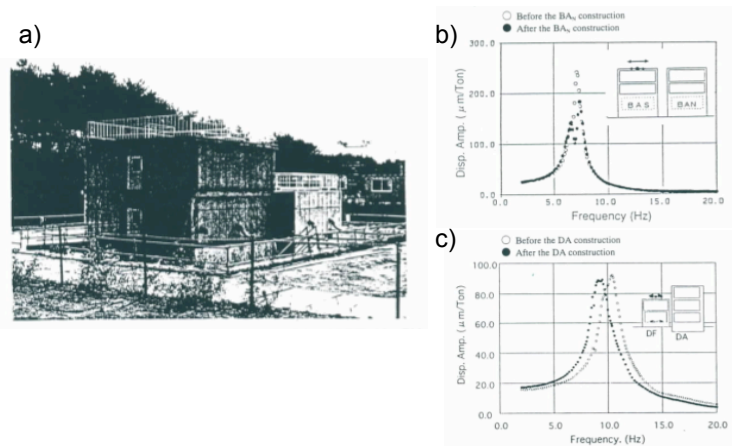


Figure 43: (a) Modèles de bâtiments nucléaires testés in-situ. (b) Courbes de résonance obtenues sur le bâtiment principal lors d'un test de vibrations forcées avant et après la construction du bâtiment secondaire. (c) Courbes de résonance obtenues sur le bâtiment secondaire lors d'un test de vibrations forcées avant et après la construction du bâtiment principal. (D'après [209])

Guéguen [272] proposa également une analyse numérique réalisée avec le code éléments finis CESAR LCPC. L'idée était de tester différentes configurations de sols et de bâtiments et de disposer deux bâtiments à différentes distances l'un de l'autre (Fig. 44). Un bâtiment était actif, c'est-à-dire excité par une sollicitation au sommet, tandis que l'autre était passif et réagissait à la présence du bâtiment proche. Les bâtiments étaient avec des fondations superficielles ou enfouies, ces dernières favorisant le couplage entre le sol et le bâtiment, et plusieurs profils de sol étaient considérés, de façon à faire coïncider (ou non) la fréquence de résonance de la couche avec celle du bâtiment actif.

Guéguen [272] observa ainsi un fort couplage entre la structure active et celle passive, en particulier lorsque la résonance entre le sol et le bâtiment actif existe et que les bâtiments ont des fréquences de résonance proches (Fig. 45). L'effet essentiel est de provoquer une oscillation du bâtiment passif, de l'ordre de 10% de celle calculée au sommet du bâtiment actif, et cela même pour des distances importantes (de l'ordre de la hauteur du bâtiment). On constate aussi que ce phénomène existe aussi pour les modes supérieurs de la structure. Puisque la fréquence du bâtiment actif et celle du bâtiment passif sont proches, la forme de cette oscillation est caractéristique des phénomènes de couplage de systèmes ayant des fréquences quasi identiques, animée de battements. En fréquence (Fig. 46), cela se traduit par un découplage de la fréquence de vibration de la structure, comme cela avait été montré par Kitada et al. [209].

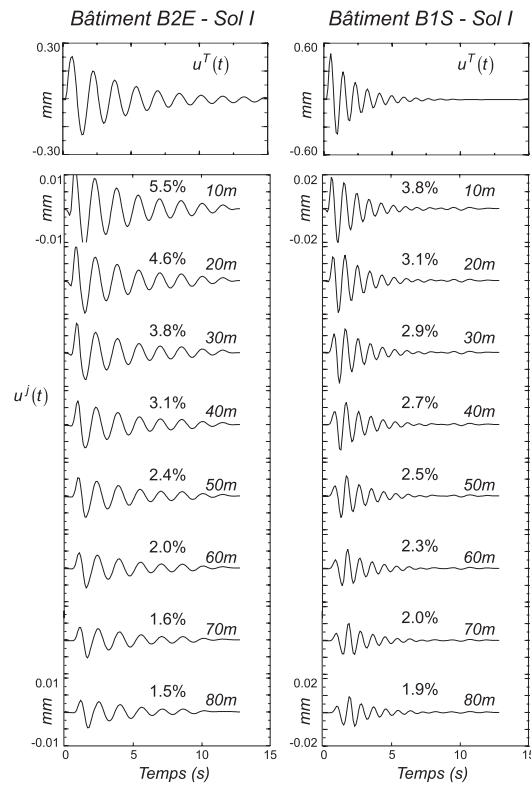


Figure 44: Exemples de mouvement à la surface du sol, calculé à différentes distances d'un bâtiment soumis à une sollicitation de type essai de lâcher. Le signal de la première rangée correspond au déplacement total  $u^T(t)$  calculé au sommet des systèmes B2E-Soll et B1S-Soll décrites dans [272]. Les valeurs reportées à droite de chaque trace correspondent à l'amplitude maximale du mouvement en champ libre exprimée en pourcentage de l'amplitude maximale au sommet de la structure (d'après [272]).

D'autres modèles ont été réalisés à l'aide la centrifugeuse du LCPC de Nantes. La modélisation à échelle réduite en centrifugeuse est, sous conditions expérimentales bien contrôlées, un moyen expérimental puissant en dynamique des sols qui combine à la fois la réduction d'échelle et la représentativité à échelle réelle des phénomènes. Puisque que les propriétés mécaniques des sols sont fortement liées à leur état de contrainte, travailler sur des modèles physiques à

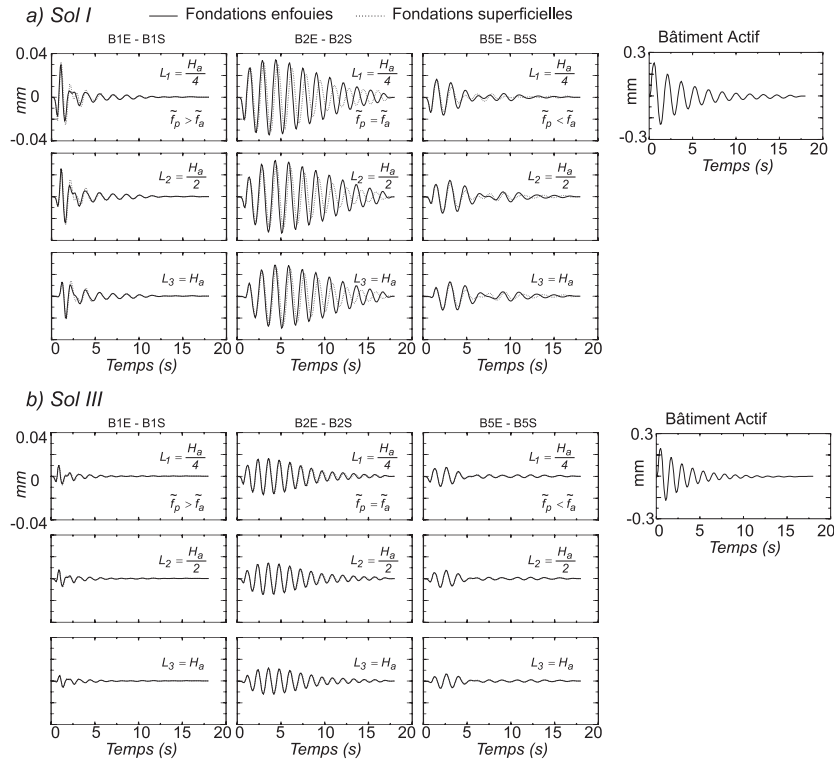


Figure 45: Exemples de déplacements  $u^T(t)$  calculés au sommet des bâtiments B1E-B1S, B2E-B2S et B5E-B5S pour les cas où ils sont fondés sur (a) le sol de type I et (b) le sol de type III. Trois éloignements ont été testés, qui correspondent à  $L_1 = H_a/4$ ,  $L_2 = H_a/2$  et  $L_3 = H_a$ . Les classes de bâtiments présentées correspondent aux cas où  $\tilde{f}_p > \tilde{f}_a$  (B1E-B1S),  $\tilde{f}_p \approx \tilde{f}_a$  (B2E-B2S) et  $\tilde{f}_p < \tilde{f}_a$  (B5E-B5S). Pour exemple, sont donnés à droite le déplacement  $u^T(t)$  du bâtiment actif, pour le cas du bâtiment passif B2E reposant sur le sol I (haut) et III (bas). Les configurations des sols et des bâtiments sont décrites dans [272].

échelle réduite pose une difficulté essentielle : les efforts induits sont très faibles et la réponse du sol est alors complètement différente de sa réponse globale. La pesanteur artificielle créée dans une centrifugeuse permet alors de surmonter ce problème: la densité du sol du modèle reste constante et, puisque le facteur d'échelle des dimensions est  $1/N$ , une augmentation de  $N$  de la pesanteur reconstituera le champ de contrainte réel. Etant donné que le fait de réduire les échelles rend les études paramétriques possibles, des modélisations spécifiques peuvent être conduites en centrifugeuse. Ainsi, depuis les années 1980, l'utilisation des modélisations en centrifugeuse a rencontré un grand succès dans le domaine de la sismologie de l'ingénieur. Elles sont généralement bien documentées dans les conférences spécifiques aux centrifugeuses [89] [210] [239] [206] [282].

Plusieurs essais ont ainsi été menés, l'objectif principal étant de vérifier si la réponse sismique d'un bâtiment pouvait être affecté par la présence d'un autre bâtiment. Une expérience avec un bâtiment « actif », c'est-à-dire forcé en vibration par un choc, et un bâtiment identique passif situé à une certaine distance de l'actif, a ainsi été menée. Lors du choc, le mouvement a

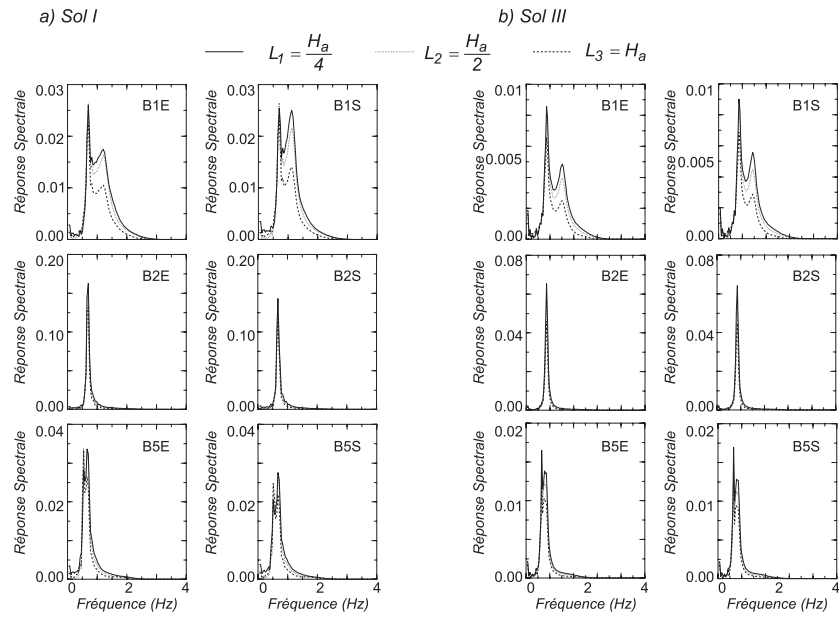


Figure 46: Réponses spectrales des systèmes sol-structure présentés Fig. 45.

été enregistré au sommet de chaque bâtiment et l'effet de la distance entre les deux bâtiments sur leur réponse a été analysé, un peu comme selon l'expérience menée par Kitada et al. [209]. La conception des bâtiments modèles a été prévue pour reproduire un bâtiment de sept étages avec une base de  $15m \times 15m$ , similaire à une structure analysée par Guéguen et al. [144] à Mexico. Le facteur de réduction choisi était de  $1/N = 1/100$ . Afin de simplifier l'analyse, la conception (Fig. 47) a été prévue pour reproduire un système à un seul degré de liberté (1-DDL): il est composé de deux lames portant la masse de la superstructure et encastrées dans une base. Cette conception permet de limiter les vibrations dans une seule direction. Le modèle de sol était composé de sable sec fin de Fontainebleau ayant une densité homogène de  $16.3 \text{ kN/m}^3$ . Des détails additionnels peuvent être trouvés dans Chazelas et al. [75].

Dans un premier temps, le bâtiment « actif » B1 est enfoncé dans le sable (fondation enfouie), au centre du modèle de sol. Le bâtiment « passif » B2 est simplement posé sur le sable (fondation superficielle), successivement à différentes distances et à différentes positions le long des directions radiales et transversales du massif de sol. La figure 47 montre les mouvements enregistrés au sommet des bâtiments pour une configuration donnée. En l'absence d'interaction, la réponse du bâtiment actif devrait demeurer la même, alors que le « passif » ne devrait pas montrer de mouvement. Ce n'est clairement pas le cas: le bâtiment passif se déplace, et l'actif montre des battements, qui sont de plus en plus prononcés lorsque le bâtiment B2 se rapproche du B1. Les deux bâtiments « parlent » entre eux par le sol et les battements sont caractéristiques d'un couplage des valeurs des fréquences de résonance qui sont semblables. Ces observations sont conformes aux observations expérimentales à échelle réelle de Kitada et al. [209] ou par modélisation numérique de Guéguen [272], rapportant des variations de fréquence de résonance d'un bâtiment selon l'existence ou pas de bâtiments voisins.

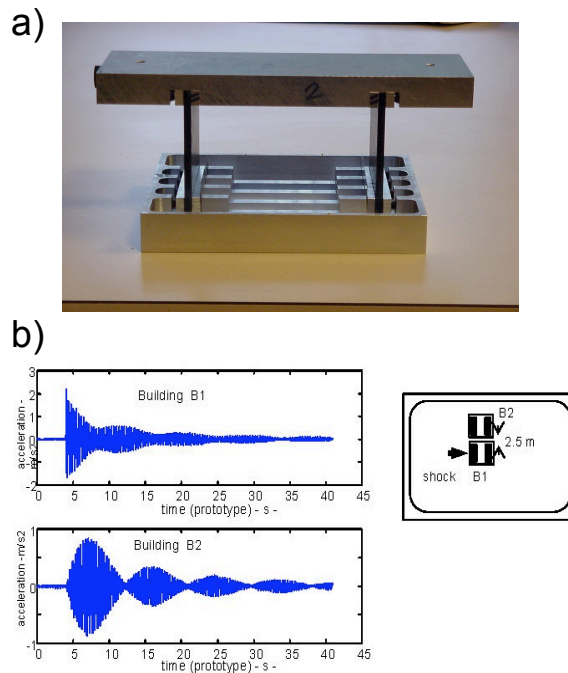


Figure 47: (a) Modèle du bâtiment utilisé en centrifugeuse. (b) mouvement au sommet des structures B1 et B2 en fonction du temps, lors d'un choc sur le bâtiment actif B1

### 3.4 Conclusions

De cette compilation d'observations, d'expériences spécifiques et de calculs numériques, nous pouvons tirer quelques conclusions sur les effets du bâti sur le mouvement sismique en milieu urbain. Ces résultats indiquent tout d'abord que l'effet existe : l'expérience de Volvi a prouvé que le mouvement du sol est sensiblement perturbé à proximité immédiate d'un bâtiment et les essais en centrifugeuse indiquent que les bâtiments « parlent » entre eux par le sol. Les simulations numériques soutiennent l'existence de l'interaction forte en cas de conditions favorables (présence de résonance entre le sol et le bâti et densité urbaine importante). L'origine physique est multiple, mélangeant les interactions cinématique et inertielle: les ondes sont générées dans le sol à la base des bâtiments vibrants et elles sont piégées dans les couches superficielles lorsque le contraste est suffisant. Des effets de groupes apparaissent également lorsque les bâtiments sont proches. Dans le cas de fortes densités urbaines et/ou de bâtiments de grande taille, l'effet d'inertie produit quelques (légers) décalages de fréquence. Le phénomène est particulièrement exacerbé lorsqu'il y a coïncidence entre les fréquences du sol et du bâti : les ingrédients pour un *ISV* significatif sont donc la présence simultanée d'une couche mince de sédiments mous et une urbanisation dense avec des bâtiments homogènes ayant des fréquences semblables.

Bien qu'il y ait toujours un besoin de calculs 3D complémentaires, quelques résultats généraux semblent émerger du phénomène *ISV*. Dans le cas de l'interaction multiple forte, les effets semblent globalement salutaires: le mouvement du sol en milieu urbain est diminué, particulièrement



pour des ensembles homogènes de bâtiments. Des amplifications locales ne peuvent cependant pas être complètement éliminées. L'effet globalement bénéfique devrait néanmoins être équilibré par le fait que l'ISV augmente de manière significative la variabilité du mouvement sismique en milieu urbain. Quelques amplifications significatives peuvent se produire localement, imprévisibles actuellement car fortement dépendante du champ d'onde incident (fréquence et phase). Par contre, les secteurs situés aux bords des centres urbains denses et homogènes sont exposés à un mouvement du sol accru conséquence des effets de l'ISV à l'extérieur de la zone urbanisée. Ce phénomène est très semblable aux effets de bord de bassin observé par exemple dans Kobe.

Du point de vue sismologique, il semble important d'analyser les enregistrements sismiques en tenant compte de l'environnement urbain, en plus des effets de sources, de propagation et d'effets de site. Cette question est particulièrement importante quand des réseaux denses sont déployés dans des villes pour des analyses du champ d'onde sismique. L'observation et l'analyse de la distribution des dommages devraient également tenir compte de l'ISV car ils peuvent ne pas être dus uniquement à la variabilité de la vulnérabilité ou aux effets de site.

Du point de vue du risque sismique, la leçon principale est que les secteurs urbains peuvent subir des modifications anthropiques. Ceci pourrait conduire à beaucoup de développements imprévisibles, par exemple dans l'aménagement urbain (en essayant de concevoir « une utilisation du territoire optimale » pour réduire le mouvement du sol) et dans l'évolution temporelle du risque (le risque peut changer au grés des constructions et des démolitions). Cependant, avant de confirmer ces conséquences, la prochaine étape nécessaire est d'obtenir la preuve expérimentale incontestable de l'occurrence de ces effets dans des villes réelles soumises à des tremblements de terre. Il faudra donc instrumenter de façon spécifique des villes suivant des schémas instrumentaux particuliers et employer de nouvelles techniques sophistiquées de traitement du signal pour séparer les ondes incidentes des ondes induites par les structures.

## 4 Mesure et analyse de la réponse sismique des bâtiments

La volonté de comprendre le comportement dynamique des structures a été motivée depuis longtemps par le souci de concevoir des édifices ou des ouvrages capables de résister à des séismes mais également de bien se comporter sous d'autres types d'actions dynamiques, telles le vent et la circulation automobile dans le cas des ponts, ou les vagues dans le cas de structures off-shore. L'idée de l'utilisation des mesures directes sur des structures s'est ainsi développée très tôt. En effet, dès 1900, Fusakichi Omori [96] a l'idée de réaliser une série d'expériences dans des bâtiments japonais afin d'analyser leur façon de se comporter pendant un séisme. Il commence par des bâtiments en maçonnerie puis par des tours et des cheminées jusque dans les années 1920. L'idée qu'il a en tête est, sur la base de leur déformation, de proposer les formes à donner aux structures afin qu'elles résistent au mieux aux sollicitations sismiques. Dans son prolongement, de nombreux auteurs vont commencer à s'intéresser aux structures existantes et de nombreux papiers scientifiques vont commencer à apparaître, en particulier au Japon dans le *Bulletin of the Earthquake Research Institute (ERI)* et aux Etats-Unis dans le *Bulletin of Seismological Society of America*, créés respectivement en 1926 et 1911. Une première campagne exhaustive de mesures de la période fondamentale a été ensuite réalisée dès 1936 aux Etats-Unis par Carder [57] [56] [58]. Mais le véritable essor s'est produit au début des années soixante, en parallèle des progrès des moyens d'acquisition et de traitement des données. Durant ces années et jusqu'à la fin de la décennie suivante, le nombre de techniques et les champs d'applications (bâtiments civils et industriels, ponts, ouvrages d'art) se diversifient rapidement, la plupart aux Etats-Unis et au Japon.

Plusieurs exemples sont donnés dans cette partie, issus des articles suivants disponibles en annexe:

1. Michel, C., **Guéguen, P.**, Lestuzzi, P. and Bard, P.-Y. **2009**. Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of French buildings, *soumis à Bulletin of Earthquake Engineering*.
2. Michel C., **Guéguen, P.**, El Arem S., Mazars J. and Kotronis P. **2009**. Full scale dynamic response of a RC-building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling, *sous presse Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
3. **Guéguen P.**, Jolivet V., Michel C. and Schweitzer A.-S. **2009**. Comparison of velocimeter and coherent Lidar measurements for building frequency assesment, *sous presse Bulletin of Earthquake Engineering*.
4. Michel, C., **Guéguen, P.** **2009**. Time-frequency analysis of small frequency variations in civil engineering structures under weak and strong motion, *accepté à Journal of Structural Health Monitoring*.
5. Michel, C., **Guéguen, P.** and P.-Y. Bard. **2008**. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(8): 593-604.
6. **Guéguen, P.** and P.-Y. Bard. **2005**. Soil-structure and soil-structure-soil interaction: experimental evidence at the Volvi test site, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(5): 657-693.

7. Chatelain J.L., **Guéguen P.**, Guillier B., Fréchet J., Bondoux F., Sarrault J., Sulpice P. and Neuville J.M. **2000**. CityShark: A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies, *Seismological Research Letters*, 71, 6, 698-703.

En général, rechercher les paramètres dynamiques d'un bâtiment a plusieurs finalités:

- permettre l'identification des paramètres dynamiques du domaine élastique, ce qui facilite en particulier pour les ingénieurs structure le calage de leurs modèles dynamiques [313] [345] [341] [342] [273] [255];
- assurer le suivi du vieillissement des structures [92] [15] [55];
- connaître la détérioration des éléments constructifs lorsque la structure a été endommagée par une sollicitation telle que le séisme [236] [111];
- évaluer a priori les déformations que subirait une structure en cas de séisme [252] [254].

Ces exemples sont essentiellement en lien avec le problème sismique. Pourtant une grande gamme d'applications, et par conséquent de littérature scientifique, aborde l'analyse modale des systèmes mécaniques. On peut citer en particulier les études aéronautiques qui dès les années 70 commencent à employer l'analyse modale pour extraire à la fois les paramètres des éléments constituant un aéronef, mais également pour tester par méthodes non-destructives leur évolution et donc leur intégrité [350]. On peut également se reporter aux travaux réalisés dans le cadre du contrôle d'intégrité des ouvrages de génie civil et de mécanique (*Structural health monitoring*).

Dans le domaine de la dynamique des structures en lien avec les séismes, les méthodes d'auscultation vibratoire visent essentiellement à déterminer les propriétés dynamiques des structures réelles. Par propriétés, on entend les caractéristiques modales: fréquences, déformées et amortissements. Mais la mesure directe permet de rechercher également les phénomènes ou les facteurs qui pilotent ou influencent la dynamique de la structure, puisque celle-ci est nécessairement auscultée en place. On peut ainsi citer :

- l'effet de l'interaction sol-structure,
- l'influence de la présence de bâtiments contre ou à proximité,
- la qualité des dispositions constructives (connexions entre éléments par exemple).

Dans la pratique et pour des structures existantes, il est souvent difficile, voire impossible d'avoir accès à ce type d'informations. Bien évidemment, la mesure directe ne fournit pas non plus de réponse absolue. Elle apporte néanmoins des éléments qui, au travers de l'utilisation de modèle de comportement, permettent de valider ou non les hypothèses de calcul et au final de se faire une idée plus juste du comportement réel de la structure auscultée. La contrepartie évidente est justement qu'elles ne sont que partiellement connues, que les moyens d'excitation sont pour certains non contrôlés. Nous verrons au travers de différents exemples que les méthodes d'auscultation fournissent toutefois des informations très utiles sur le comportement.

## 4.1 Mesures sous excitation imposée

Il existe de nombreuses techniques d'auscultation dynamique qui ne diffèrent finalement les unes des autres que par la méthode de mise en vibration des structures. Les objectifs sont dans tous les cas d'évaluer les paramètres modaux: les fréquences de vibration, les amortissements et les déformées modales. Dans tous les cas, l'excitation permet de révéler ces paramètres, à des niveaux de sollicitation cependant variables. De nombreux auteurs ont eu recours à des dispositifs de mise en vibration de structures, qu'on peut classer en trois catégories.

### 4.1.1 Catégorie 1: Excitation par impulsions

Une façon radicale d'exciter une structure est d'employer des impulsions telles que des explosions souterraines ou des chocs. Par exemple, on peut citer Hudson et al. [177] et Blume [38] [39] qui se servirent d'explosions nucléaires dans le désert du Nevada afin d'enregistrer le comportement des structures de Las Vegas, distantes d'environ 200 km. Même si le contenu fréquentiel est différent de celui des séismes, ce type d'excitation est tout de même celui qui se rapproche le plus des séismes, en tous cas dans la façon d'exciter les structures.

Si on n'a pas la chance (!) d'habiter à proximité d'un tel site, d'autres types d'excitations impulsives peuvent être générés. Par exemple, Chrostowski et al. [80] utilisèrent l'onde de choc d'explosion atmosphérique afin de contrôler la réponse des structures d'une centrale nucléaire. Ce type de dispositif est particulièrement lourd et rarement déployé. On peut profiter également d'aménagements urbains afin de bénéficier d'excitation. Par exemple, lors de la destruction d'un pont dans Grenoble (Fig. 48), Michel et al. [254] instrumentèrent un bâtiment à proximité des travaux. La chute du tablier généra une excitation impulsive, haute fréquence qui leur permit d'analyser le comportement de la structure sous un niveau d'excitation plus important que les vibrations ambiantes.

Enfin, un dernier type consiste à appliquer des chocs sur les structures. Villemure et Sexsmith [343] réalisèrent l'identification structurale en générant des impacts directement dans des structures. A notre connaissance, seule l'équipe de l'ENTPE en France réalisa de tels essais, profitant d'un programme de destructions immobilières pour appliquer des chocs avec une pelle mécanique. Ils purent ainsi tester des structures sur des niveaux de sollicitations variables, et atteindre des niveaux d'accéléérations de l'ordre de  $10^{-2}g$ , bien au-dessus du niveau du bruit ambiant, en excitant de nombreux modes à la fois [161].

Globalement, il ne fait aucun doute que ces dispositifs instrumentaux sont intéressants, en particulier parce qu'ils excitent plusieurs modes et à des niveaux supérieurs à celui des vibrations ambiantes. Cependant, la lourdeur et les contraintes expérimentales évidentes n'encouragent pas forcément la réalisation de tels essais pour des structures courantes.

### 4.1.2 Catégorie 2: Excitation harmonique

En 1935, Blume [37] invente une machine rotative permettant de forcer les vibrations des structures. Ce moyen d'investigation est sans doute le plus anciennement utilisé avec la méthode des vibrations ambiantes. Le principe de cet essai consiste à mettre la structure en vibration à l'aide d'un dispositif mécanique générant une excitation harmonique (Fig. 49). Le dispositif le plus couramment déployé est constitué de masses excentrées tournant à contresens, de sorte que les composantes des efforts se cumulent dans une direction et s'annulent dans la

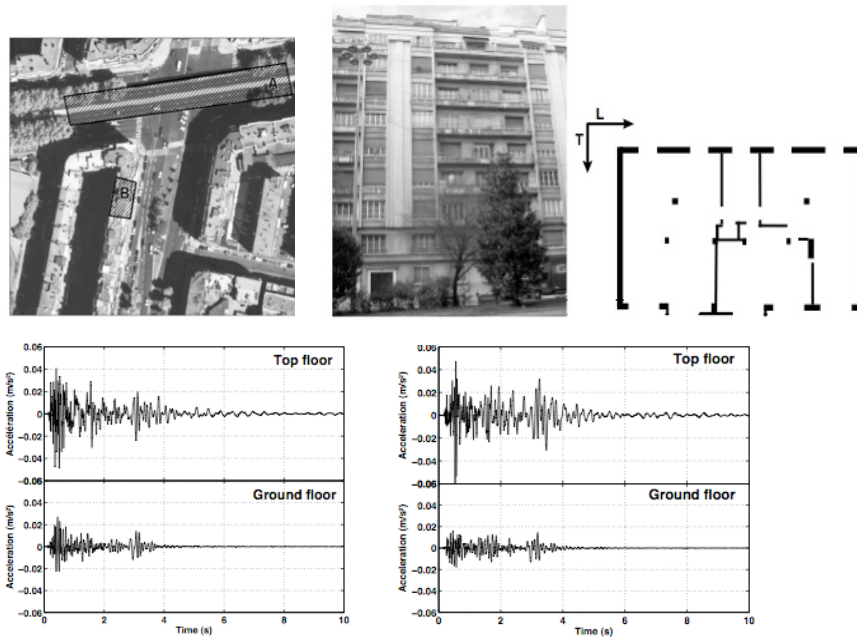


Figure 48: Excitation générée par la chute d'un tablier de pont (localisé en A) et enregistrée dans un bâtiment (en B) situé à quelques dizaines de mètres (d'après [254]).

direction perpendiculaire. On génère ainsi une force unidirectionnelle contrôlée en fréquence et dont l'amplitude vaut  $mAf^2$ , où  $m$  est la masse totale embarquée,  $A$  une constante du shaker dépendant du bras de levier et  $f$  la fréquence de rotation. Le modèle installé depuis 1972 sur le toit de la Milikan Library (Californie) est le modèle VG-1 de chez Kinematics (Fig. 49). Le vibreur est constitué de deux containers en rotation à contresens autour d'un axe. Les containers peuvent être chargés de masses différentes, en fonction de l'alignement et du bras de levier disponible qui limitent l'utilisation du vibreur. Des dispositifs plus légers existent également (Fig. 49), permettant plus de mobilité, et par conséquent l'application à un plus grand nombre de constructions.

Le principe de la mesure consiste à enregistrer la réponse de la structure à une fréquence donnée en régime établi, puis à incrémenter la fréquence et à renouveler la mesure. On repère ainsi les pics de réponse correspondant aux différents modes de vibration. L'ordre de grandeur des accélérations générées à la résonance dans les bâtiments est de  $10^{-3}g$ , environ 100 fois celle observée pour le bruit ambiant. Un deuxième type de mesure consiste à se placer près d'un mode de vibration, puis à arrêter l'excitateur: la structure oscille alors suivant le mode libre le plus proche, ce qui permet d'en déterminer la fréquence, la déformée et même l'amortissement correspondant.

De 1938 à 1964, au Japon, K. Kanai publie de nombreux articles sur les vibrations dans les structures, en particulier sur les enregistrements in situ de vibrations forcées [195] [194] [196] [197]. Hisada et Nakagawa [166] utilisent également les vibrations forcées jusqu'à la ruine des bâtiments pour évaluer la stabilité des paramètres modaux. En Californie, cette méthode

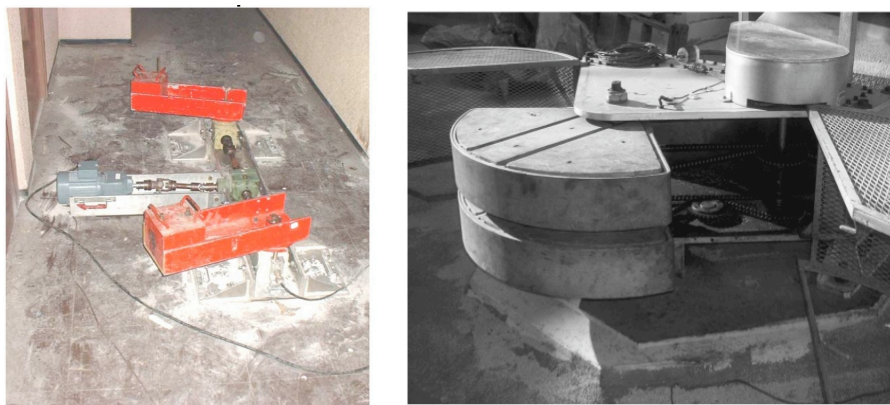


Figure 49: Dispositif d'excitation placée au sommet de la Milikan Library par Housner (droite) et dispositif plus léger utilisé par l'ENTPE (gauche).

démarre réellement au début des années soixante, sur les programmes d'instrumentation de bâtiments californiens [14] [178] [174] [175] [216] [189] [190] tandis que l'on note une expérience en Yougoslavie avec Petrovski et al. [281]. En France, l'équipe de l'ENTPE de Lyon a réalisé quelques analyses de vibrations forcées, en particulier afin de comparer les informations structurales collectées ainsi avec d'autres types de mesures [161].

Ce dispositif instrumental est très intéressant puisque forcer les vibrations des structures permet d'obtenir un signal contrôlable et plus facile à enregistrer, mais aussi de se rapprocher des amplitudes atteintes lors des mouvements forts, même si la sollicitation a lieu par le haut et non par le bas. Cependant, des contraintes expérimentales existent telles que les nuisances pour les habitants et un dispositif encombrant. On note également une expérience menée par Hudson et al. [179] au cours de laquelle l'opérateur lui-même excite la structure en lui imposant des oscillations.

#### 4.1.3 Catégorie 3: Essai de lâcher

Le dernier type auquel il sera fait allusion est l'essai de lâcher. Le principe consiste à imposer à la structure une déformation statique que l'on relâche brusquement, et à enregistrer les oscillations résultantes. Dans Manos et al. [243] et Guéguen et al. [145], un câble, d'abord tendu entre le sol et le sommet du bâtiment du site test de Volvi en Grèce, puis brutalement relâché, est utilisé pour réaliser ce type d'essai. Ce mode de sollicitation parvient également à exciter plusieurs modes en même temps.

## 4.2 Enregistrements sous séismes

Une option consiste à utiliser des sollicitations passives, c'est-à-dire qui ne sont pas générées volontairement, comme par exemple les séismes. Evidemment, ces sollicitations sont celles qui permettent de répondre au mieux à la problématique qui nous intéresse, à savoir la réponse d'une structure sous séisme. Cependant, ce type d'expériences impose des périodes longues d'observation et des coûts instrumentaux importants, en particulier lors de programmes d'évaluation

du risque sismique sur un grand nombre de constructions ou pour des régions à sismicité modérée.

Une importante application a été réalisée aux Etats-Unis, démarrée au début des années 50 [169]. En 1972, la Californie lance le *California Strong Motion Instrumentation Program* (CSMIP) dont le but est d'obtenir des enregistrements accélérométriques de séismes, notamment dans les structures. Ainsi, 170 stations ont été placées dans des bâtiments, 20 dans des barrages et 60 sur des ponts. C'est certainement le premier programme de cette envergure, hormis peut être des opérations conduites au Japon, puisque dès 1969, Tanaka et al. [315] utilisent des enregistrements de séismes dans les bâtiments. A notre connaissance, à l'exception d'Afra en 1991 [8], qui étudia les enregistrements d'un maximum de bâtiments disponibles, conduisant à une première analyse exhaustive [30], la plupart des études se sont focalisées sur des bâtiments bien instrumentés, pour lesquels une grande quantité d'informations annexes était disponible. Le bâtiment de la Milikan Library sur le campus de Caltech en Californie en fait partie, certainement parce qu'il subit de nombreux séismes depuis sa construction [189] [188] [327] [183] [334] [128] [127] [333] [236] [50] [107] [82] [304]. D'autres bâtiments californiens ont fait l'objet de papiers scientifiques, tels que le Transamerica Building ou le Pacific Park Plaza Building à San Francisco, en particulier afin d'analyser leur comportement avant et après séismes, mais aussi l'apport de renforcements particuliers sur la réponse sismique [67] [293] [66] [64] [65]. A la fin des années 70, Taiwan également se lance à son tour dans l'instrumentation permanente de bâtiments [332] rapidement rejoint par le Japon [199].

Puis, devant le développement de nouveaux outils, notamment le calcul numérique et des équipements d'investigations lourds (tables vibrantes et centrifugeuses), l'instrumentation perd un peu de sa vitalité et de son attractivité. Pourtant aujourd'hui, on assiste à un regain d'intérêt pour l'instrumentation, en particulier parce que les données sont les seules à fixer correctement le comportement réel d'une structure sous séisme, avec toute sa complexité.

Quelques exemples de nouvelles instrumentations voient ainsi le jour au Mexique [248] ou en Roumanie [12]. Quelques structures instrumentées existent aussi en Grèce ou en Italie, que ce soit des bâtiments ou des ouvrages d'art particuliers, mais leur nombre reste modeste. On peut par exemple citer le pont Rion-Antirion reliant le Peloponèse au continent, truffé de capteurs accélérométriques. Encore une fois les américains n'hésitent pas à instrumenter une tour de 17 étages (UCLA Factor Building) avec 72 composantes enregistrant en continu [211] [212]. En France, le Réseau Accélérométrique Permanent a lancé un programme d'instrumentation de bâtiments dans trois zones sismiques différentes et sur des conditions de site variables. Ces bâtiments sont localisés à Grenoble, Lourdes, Nice et un quatrième en train de l'être aux Antilles. L'intérêt de ces structures très instrumentées est manifeste pour comprendre le comportement sous séisme et valider les modèles de prédiction.

#### **4.2.1 Interprétation analytique des enregistrements: fonctionnement de la structure**

Plusieurs schémas instrumentaux ont été développés en fonction des analyses souhaitées, c'est-à-dire pour l'identification des fréquences de vibration, pour l'analyse des déformées modales, pour l'étude de l'interaction sol-structure ou encore pour l'effet de la vibration de la structure sur le mouvement du sol. Par exemple, Guéguen et Bard [143] montrent différentes façons de remonter à l'ensemble des déformations de la structure, simplement en analysant les enregistrements à la base et au sommet. Il est ainsi possible d'évaluer le mode de roulis (rocking), la translation entre le sol et la fondation caractérisant l'interaction sol-structure, la déformation

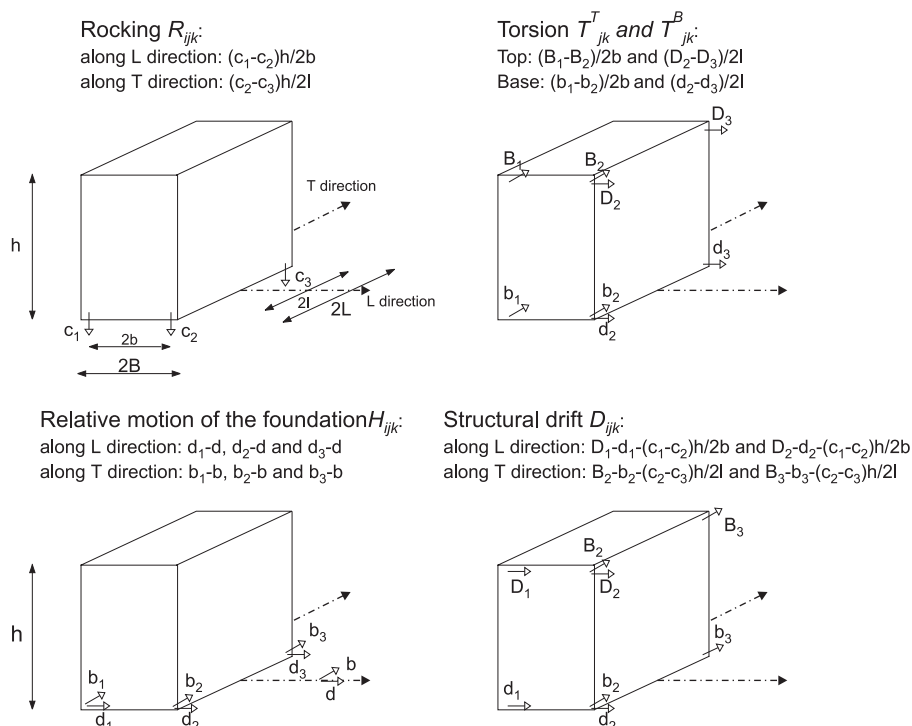


Figure 50: Vue schématique des opérations réalisées à partir d'enregistrements de séismes dans les structures afin d'obtenir les différentes composantes du mouvement (la déformation inter-étage  $D$ , le roulis  $R$ , la torsion  $T$  et la translation de la fondation  $H$  (d'après [143]).

inter-étage ainsi que la torsion (Fig. 50).

La figure 51 donnent quelques exemples de mouvements extraits d'enregistrements de séismes, collectés dans la structure de l'Hôtel de ville de Grenoble. Selon le séisme et le couple de stations choisis pour l'évaluation des mouvements, quelques variations peuvent apparaître. Ces variations ont différentes origines qui proviennent par exemple des différences de sollicitation, des effets d'azimut de la source, d'irrégularités dans la structure etc... En général, on néglige les composantes verticales du fait de leur faible importance par rapport au mouvement horizontal. Néanmoins, il ne faut pas oublier que ces effets existent et qu'ils contribuent au mouvement global de la structure.

La torsion peut être évaluée au sommet de la structure (là où elle doit être la plus marquée) à partir de la différence des enregistrements horizontaux entre deux positions, choisies en général les plus éloignées possibles afin que l'amplitude soit la plus forte, soit:  $(b_1 - b_2)/2b$  ou  $d_2 - d_3/2l$ , avec  $2l < 2L$  et  $2b < 2B$  la distance entre les points de mesures dans les directions longitudinale (L) et transverse (T). En général, la torsion à la base est négligeable par rapport à l'effet du roulis et du mouvement horizontal [248]. Parfois, des différences existent selon que l'on considère différents points de mesures, témoins d'une flexibilité non nulle de la fondation due par exemple à des variabilités de rigidité de la fondation ou du sol de réaction, comme par exemple en présence de fondations très longues [330].



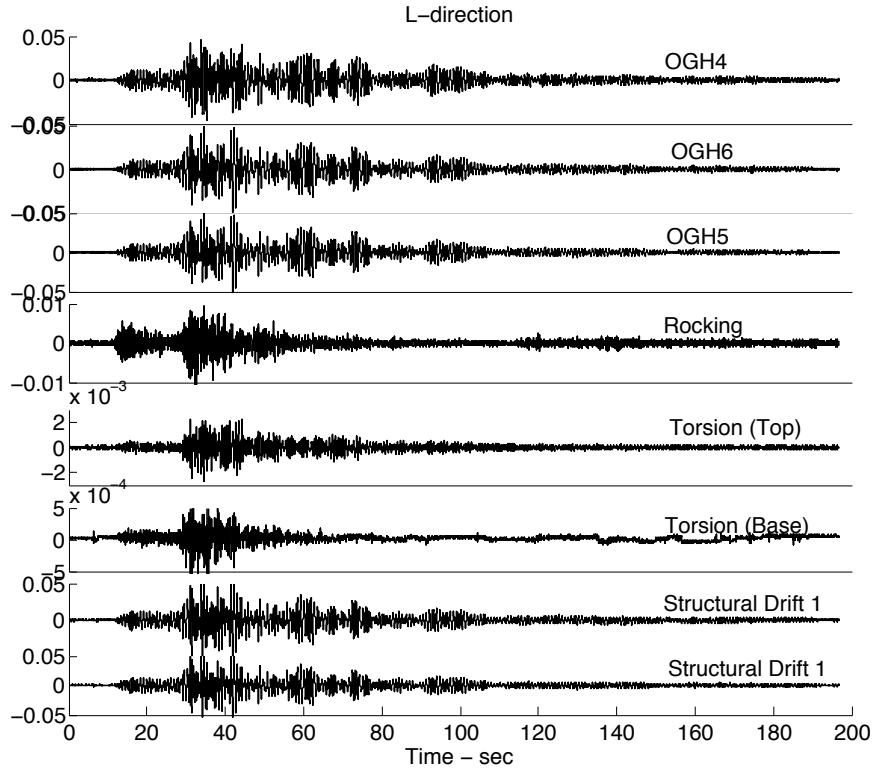


Figure 51: Analyse des différents modes de comportement de la structure de l'hôtel de ville de Grenoble (France) à l'aide de l'instrumentation mise en place au sommet et à la base de la structure par le RAP, et calculés pour le séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) enregistré sur le site (d'après [255]).

Le roulis (*rocking*) est calculé par la différence du mouvement vertical entre deux points de la fondation situés le long du même axe [28] [143], normalisée par la distance entre les deux composantes verticales, soit:  $(c_1 - c_2)h/2b$  ou  $(c_1 - c_2)h/2b$ . En réalité, le roulis correspond au roulis total du système de fondation, incluant le roulis du sol, qui à défaut du contraire, est complètement négligeable. Plusieurs papiers précédents montrent que dans le cas de sols particulièrement souples, le roulis est important et caractérise un des effets les plus importants de l'interaction sol-structure, du fait des efforts d'inertie développés dans les structures (e.g. [28] [275] [248]).

La déformation structurale (ou *structural drift*)  $D_{ijk}$  représente le comportement de la structure à base-fixe, c'est-à-dire fondée sur un sol de rigidité infinie par rapport à celle de la structure. Il s'obtient en soustrayant le mouvement total de la fondation (c'est-à-dire le roulis plus le mouvement horizontal, incluant le mouvement incident) du mouvement au sommet de la structure, soit:  $D1 - d1 - (c1 - c2)h/2b$ . En général, ce mouvement représente une part importante de la déformation: Guéguen et Bard [143] montrent par exemple que dans le cas de Volvi, elle représente 90% et 80% du mouvement total enregistré au sommet, tandis que sur l'Hôtel de Ville de Grenoble, dans le cas du séisme de Vallorcines, elle représente quasiment 100% [255].

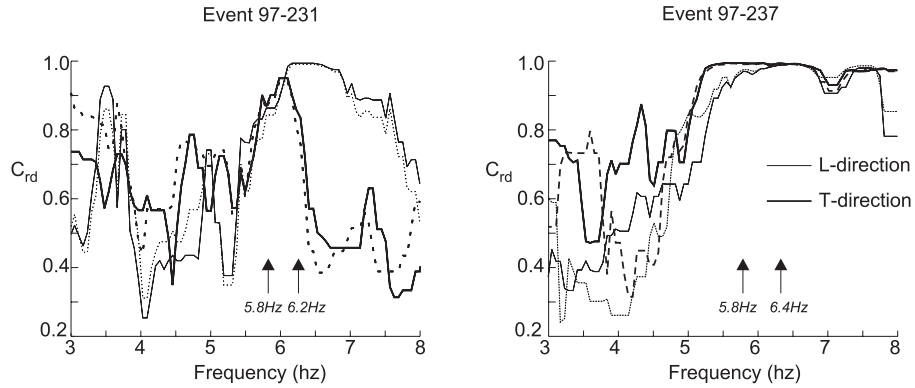


Figure 52: Cohérence  $C_{rd}$  entre le roulis et la déformation inter-étage dans les deux directions de la structure (L et T), calculée pour deux événements enregistrés sur le site test de Volvi (lignes continues et pointillées). Les deux valeurs de fréquence sont les fréquences de vibration de la structure dans les deux directions (d'après [143]).

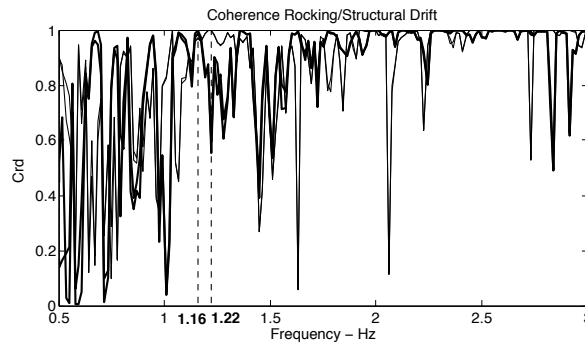


Figure 53: Cohérence  $C_{rd}$  entre le roulis et la déformation inter-étage dans les deux directions de la structure (L et T), calculée pour le séisme de Vallorcines (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) enregistré à l'Hôtel de Ville de Grenoble. Les deux valeurs de fréquence sont les fréquences de vibration de la structure dans les deux directions (d'après [255]).

Le mouvement horizontal de la fondation par rapport au sol est calculé en soustrayant le mouvement total à la base de la structure par le mouvement en champ libre, soit:  $b_1 - b$  ou  $b_2 - b$ . Souvent, cet effet est moins important en présence d'interaction sol-structure que celui dû au roulis par exemple. Mais cependant il peut exister et modifier le mouvement de la structure.

Pour évaluer l'importance de l'interaction sol-structure, une façon consiste à calculer la cohérence entre le mouvement de roulis  $r$  et la déformation structurale  $d$  (i.e.  $C_{rd} = \frac{|S_{rd}^2|}{S_{rr} * S_{dd}}$ ) avec  $S_{rr}$  et  $S_{dd}$  les densités spectrales de puissance du roulis  $r$  et de la déformation structurale  $d$ , et  $S_{rd}$  l'inter-corrélation des densités spectrales entre les signaux  $r$  et  $d$ . L'exemple Fig. 52 montre sur le site de Volvi que la cohérence est la plus forte pour les fréquences de la structure (dans les deux directions) nous renseignant sur la présence d'un effet important d'interaction sol-structure

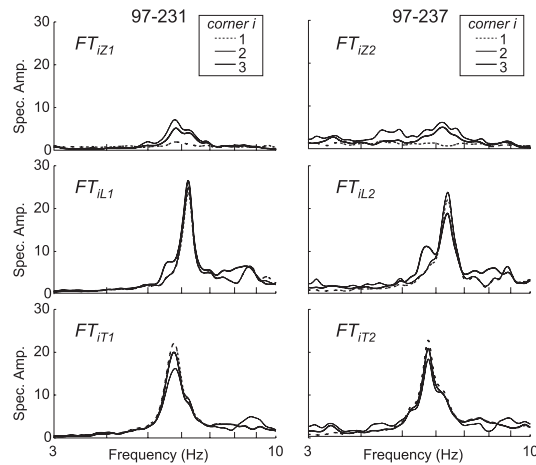


Figure 54: Représentation fréquentielle de la réponse de la structure et identification de l'interaction sol-structure pour le cas de Volvi (Grèce) (d'après [143]).

[28]. A l'Hôtel de ville de Grenoble (Fig. 53), la cohérence aux fréquences de vibration dans les deux directions est faible, d'où un effet d'ISS faible à ces fréquences.

L'effet de l'ISS se traduit aussi par un décalage de la fréquence de résonance du système sol-structure par rapport à celle de la structure seule, considérée à base-fixe. Pour l'identifier, on calcule la fonction de transfert de la structure en soustrayant le mouvement de la fondation du mouvement total du système sol-structure, enregistré au sommet [275] [248]. Néanmoins, Guéguen et Bard [143] montrent qu'il est plus juste d'enlever du mouvement total de la fondation le mouvement en champ libre, c'est-à-dire de calculer l'effet de l'interaction sol-structure sur le mouvement horizontal de la fondation par rapport au sol, même si ce dernier est généralement négligeable. Cela revient à calculer  $FT$  par :  $(B2 - b2)/b$ . Sur l'exemple de Volvi donné Fig. 54, on observe une réduction de la fréquence du système sol-structure par rapport à celle de la structure considérée à base fixe, réduction de l'ordre de 10%. Cette assouplissement est apportée par la souplesse du sol de fondation qui accommode en partie la déformation de la structure. Sur l'Hôtel de Ville (Fig. 55), on n'observe pas de décalage, d'où un effet d'ISS modéré ou nul.

A partir des fonctions de transfert ainsi calculées, il est possible d'évaluer l'amortissement par la méthode de la largeur de bande selon Clough et Penzien [83]. L'amortissement ainsi trouvé est de l'ordre de 2% sur le site test de Volvi, valeur qui est généralement celle des structures réelles. Là encore, on observe une différence entre la valeur des amortissements de la structure à base fixe et du système sol-structure, confirmant là encore la présence d'interaction sol-structure.

Il est important de noter que malgré un site test soigné, sur lequel une structure de conception parfaitement symétrique a été réalisée et testée, on observe des variations de comportement d'une direction à l'autre, se traduisant par des fréquences différentes et des amortissements variables. La variabilité du sol de fondation, des conceptions imparfaites, des matériaux de qualité variable sont autant de facteurs influençant la réponse de la structure. Il est important de noter que l'évaluation des paramètres modaux sans l'aide d'expérience est quasiment impossible, en particulier pour le bâti existant puisque peu d'informations sont disponibles.

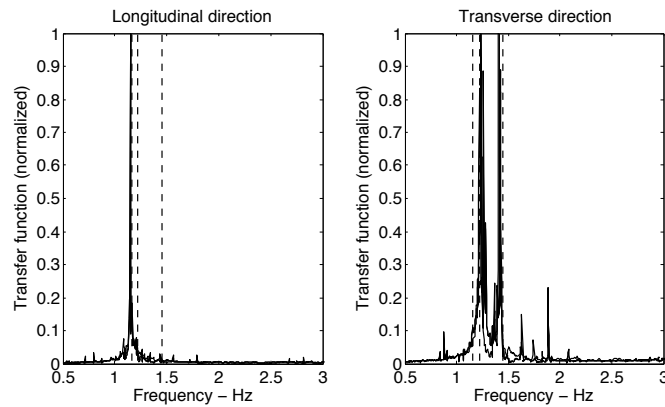


Figure 55: Représentation fréquentielle de la réponse de la structure et identification de l'interaction sol-structure pour le cas de l'Hôtel de Ville de Grenoble. Les lignes pointillées sont les trois fréquences du système sol-structure (flexion directions L et T et torsion) estimées expérimentalement par vibrations ambiantes (d'après [255]).

On constate aussi sur l'exemple de Volvi que pour des événements sismiques modérés, les valeurs modales sont conservées [143], nous permettant d'affirmer un comportement linéaire de la structure pour ces niveaux de sollicitation, ce qui n'est pas toujours le cas.

#### 4.2.2 Identification de la réponse de la structure: input-output method

D'autres façons d'identifier la réponse d'une structure consistent à ajuster une fonction de façon à expliquer le signal de sortie par le signal d'entrée. Dans la littérature, et pas seulement en sismologie ou sismologie de l'ingénieur, ces approches d'analyse modale sont nommées *input-output method*. Au sein même de ces méthodes, il convient de distinguer deux approches distinctes: la méthode paramétrique où la fonction cherchée s'ajuste à un modèle défini, et la méthode non-paramétrique pour laquelle aucun modèle a priori n'est nécessaire au moment du processus pour décrire la réponse du système. Dans les années 70, avec le démarrage des instrumentations de bâtiments, plusieurs études se sont focalisées sur des algorithmes d'identification sous sollicitations connues [190] [128] [127] [333] [176]. Depuis, un grand nombre de méthodes sont apparues et on pourra se reporter à [164] [94] [95].

Dans le contexte d'application de la dynamique des structures, les méthodes utilisées dans la littérature [323] [82] sont essentiellement des méthodes non paramétriques fréquentielles, temps-fréquence ou temps-échelle utilisées afin d'estimer ou de suivre l'évolution des fréquences sur des résultats expérimentaux ou à partir de signaux simulés et correspondant à des modèles spécifiques (méthodes paramétriques). En 2005, Dunand [107] utilise une analyse basée sur l'ajustement d'une fonction de type ARMA aux enregistrements californiens pour estimer leur fréquence et leur amortissement sous sollicitations sismiques (Fig. 56).

Dans cet exemple, la réponse impulsionnelle théorique d'un oscillateur à 1-DDL peut s'écrire selon la relation:

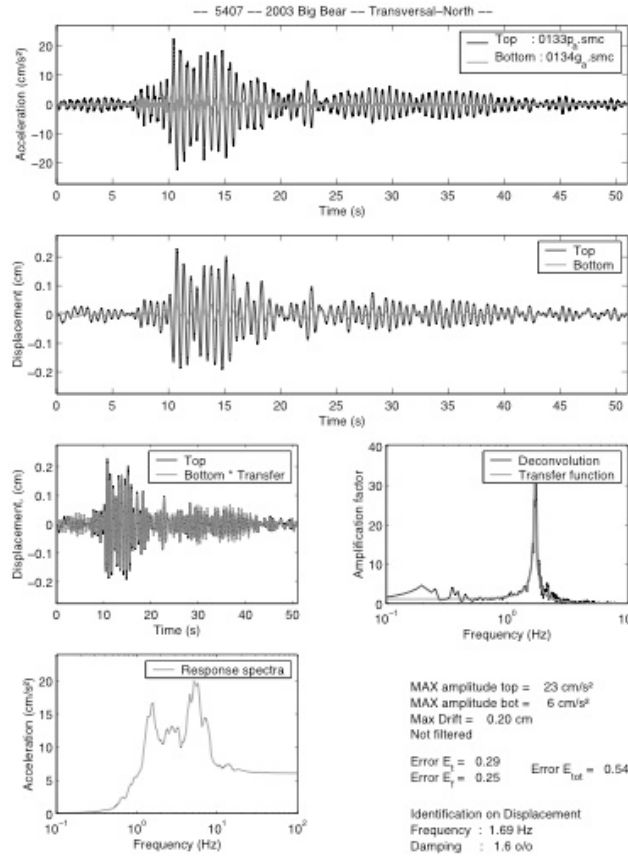


Figure 56: Exemple d'identification input-output paramétrique: Identification de la fonction de transfert de la Milikan Library (Californie) à partir des enregistrements du séisme de Big Bear au sommet et à la base de la structure (d'après [107]).

$$h_{th}(t) = - \frac{e^{-\xi\omega_0 t}}{\omega_1} \sin(\omega_1 t) \quad (28)$$

où  $\xi$  représente l'amortissement,  $\omega$  la pulsation propre et  $\omega_D = \sqrt{\omega^2 (1 - \xi^2)}$  la pulsation propre amortie. En passant par la transformée en Z, il est possible d'évaluer la fréquence et l'amortissement de la fonction de transfert du système expliquant le signal de sortie depuis le signal d'entrée [107]. L'erreur d'estimation est ensuite calculée comme étant la différence d'énergie entre le signal de sortie et le signal d'entrée, convolué par la fonction de transfert. Suivant la fréquence du système à identifier et la fréquence dominante de l'input, on peut envisager d'améliorer l'ajustement en passant de l'accélération au déplacement.

Dans le cas de l'Hôtel de Ville de Grenoble [255], plusieurs séismes ont été enregistrés au sommet et à la base de la structure (Fig. 57). En appliquant l'identification précédente, on arrive à identifier la fréquence du système pour chaque événement. On observe (Fig. 58) une diminution de la fréquence de résonance de la structure considérée à base fixe, c'est-à-dire évaluée à partir de l'identification d'une fonction ARMA. Pour les plus faibles déformations structurales,

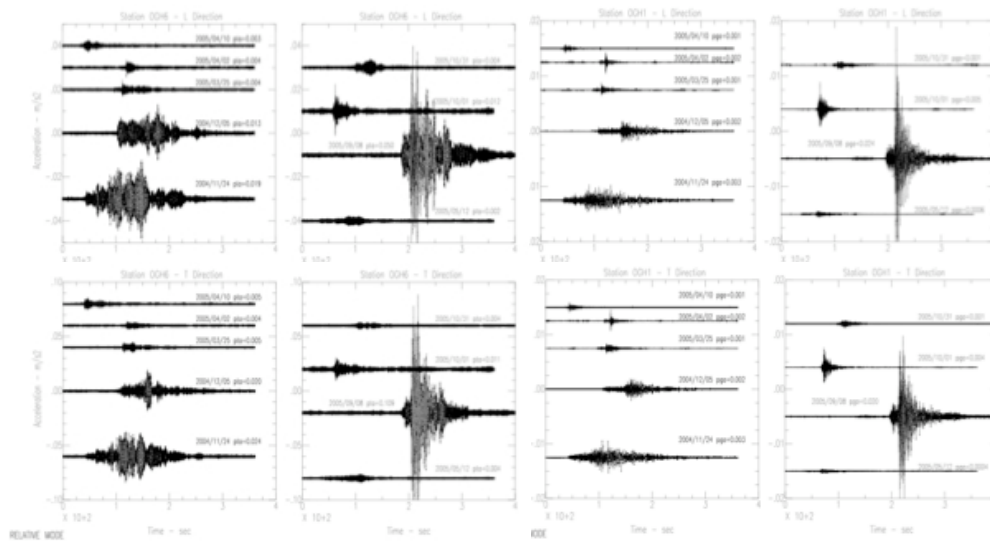


Figure 57: Enregistrements dans l'Hôtel de Ville de Grenoble dans la direction longitudinale (haut) et transverse (bas) enregistré en haut (gauche) et en bas (droite) de la structure (d'après [255]).

la fréquence est plus forte que celle évaluée avec des vibrations ambiantes, ce qui signifie que l'interaction sol-structure est mobilisée. Par contre, plus la déformation augmente, plus la fréquence diminue, c'est-à-dire que la rigidité de la structure semble diminuer quand la sollicitation augmente. En général, cette perte de rigidité (ou diminution de fréquence) caractérise la non-linéarité du comportement de la structure, qui comme nous allons le voir, est cruciale pour comprendre la réponse d'une structure sous séisme.

### 4.3 Comportement non-linéaire transitoire et permanent

En 1969, Tanaka et al. au Japon [315] ont réalisé des études sur 17 bâtiments ayant subi un séisme de magnitude 6.8 et Udwadia et Trifunac [334] en Californie observent, entre 1970 et 1972, les réponses à une série de séismes de la Milikan Library, bâtiment déjà ausculté à l'aide d'autres techniques. Il ressort de ce type d'études que les fréquences identifiées à faible niveau de sollicitation sont plus élevées que celles issues des enregistrements sous séismes dont les niveaux de sollicitation sont bien plus élevés. Tanaka fait d'ailleurs état d'écarts pouvant atteindre jusqu'à 20%. Celebi et al. [66] [64] [65] analysèrent quelques années plus tard 5 bâtiments ayant subi le séisme de Loma Prieta du 17 octobre 1989. Ils observèrent là encore que la fréquence mesurée diminuait avec le niveau de sollicitation. Irie et al. [185] montrèrent également en 2000 que dans un bâtiment de 5 étages en béton armé, instrumenté de façon permanente et ayant subi 152 séismes provoquant des accélérations au premier étage de  $10^{-4}$  à  $10^{-1}g$ , les variations de fréquence sont également de l'ordre de 20%. Plus récemment, Motosaka et al. en 2004 [259] et Kashima et al. en 2006 [200] montrèrent sur une longue série temporelle la relation entre chute de fréquence et endommagement d'une structure, variations particulièrement non-linéaires. (Fig. 59).

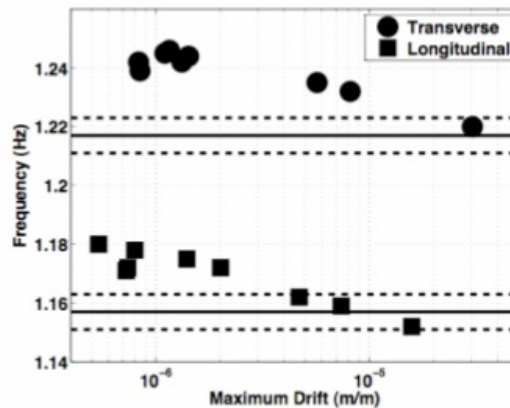


Figure 58: Variation de la fréquence de résonance de l'Hôtel de Ville de Grenoble, en utilisant les données de séismes. La ligne pointillée correspond à la fréquence sous bruit de fond, représentative du système sol-structure (d'après [255]).

Meli et al. [248] analysèrent également 6 enregistrements de séismes sur un bâtiment de 14 étages. Ils observèrent une baisse des fréquences avec l'accélération dans la structure. Les auteurs expliquent cette baisse par une dégradation de la structure malgré la faible amplitude des séismes ( $3.7 \cdot 10^{-2}g$  au maximum). Ils notèrent également une variation pendant le séisme et après le séisme, cette variation étant particulièrement non-linéaire.

Plus récemment, Clinton et al. [82] et Dunand et al. [110] représentèrent sur la Milikan Library la variation de fréquence depuis sa construction, ajoutant aux enregistrements de séismes des tests réalisés en forçant la structure en vibration avec un exciteur (Fig. 60). Ils observent deux phénomènes essentiels.

Le premier est **permanent**. Par exemple, au cours du séisme de San Fernando, la structure s'endommage et sa rigidité globale diminue. En effet, immédiatement après la construction, des mesures ont permis d'évaluer la fréquence de la structure à 1.45 Hz sous faible sollicitation (excitation avec un exciteur) dans la direction E-W [216] [82]. Le 9 février 1971, le tremblement de terre de San Fernando ( $M_L = 6.6$  à 31 km), excita la structure. L'accélération au sol était de l'ordre de  $200 \text{ cm/s}^2$  correspondant à une accélération dans la structure de l'ordre de  $306 \text{ cm/s}^2$  dans la direction E-W. Ce séisme produisit des fissures, notamment au niveau du rez-de-chaussée, là où les efforts sont les plus forts [128]. Sur la Fig. 61, on constate que la fréquence à la fin de la secousse est de l'ordre de 1.15 Hz, soit une perte de rigidité de l'ordre de 20%. Cette observation est caractéristique des dommages observés au moment des grandes déformations qui sont produites dans les structures. La perte de rigidité globale est alors d'origines diverses, qui peuvent traduire une perte de rigidité soit des éléments structuraux, soit des éléments secondaires, qui participent à la rigidité uniquement sous faible sollicitation. D'autres exemples existent dans la littérature. On peut citer également, lors d'une mission post-sismique, Mucciarelli et al. [262] qui ont enregistré une réplique de magnitude 5.3 excitant un immeuble déjà endommagé par le choc principal du séisme de Molise (Italie, 2002). Ils comparèrent les fréquences propres avant, pendant et après cette réplique, et ils notèrent

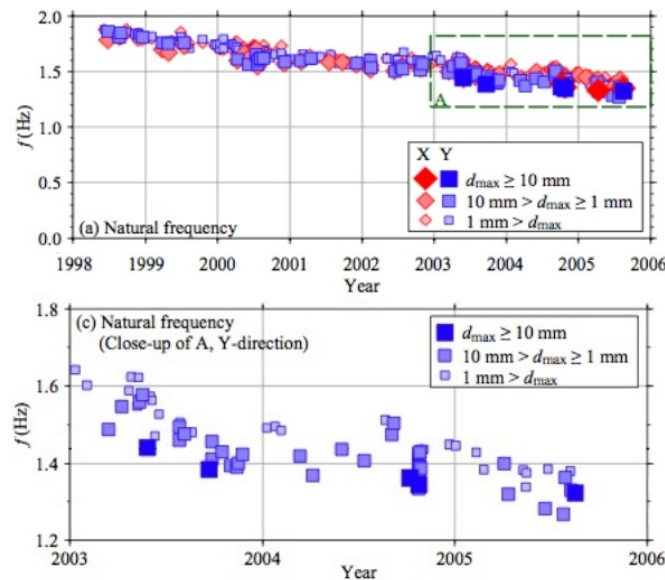


Figure 59: Variation de la fréquence de vibration d'une structure de 8 étages en fonction du déplacement de la structure au sommet et sur une longue série temporelle d'observations (d'après [200]).

leur diminution en fonction de la sollicitation. D'un point de vue vulnérabilité, cette perte de rigidité sous fortes sollicitations est importante puisque la fréquence de l'oscillateur va évoluer, sa réponse va se décaler sur le spectre de réponse et donc l'accélération nominale à prendre en compte "réglementaire" sera réduite. Il ne fait aucun doute que cette chute de fréquence est directement liée à l'endommagement. Cependant, un des enjeux actuels est d'identifier sa limite au-delà de laquelle la structure ne peut plus être considérée comme intégrée.

Le deuxième est **transitoire**. En effet, plusieurs études ont montré que même sans endommagement post-sismique, il apparaît au cours de la sollicitation une baisse transitoire de la rigidité de la structure. L'exemple Figure 61 montre qu'au moment de la phase forte de la sollicitation, la fréquence à l'origine à 1.45 Hz diminue à 0.94 Hz, soit une chute de fréquence de l'ordre de 35%, avant de retrouver une fréquence post-sismique de l'ordre de 1.15 Hz. Plusieurs auteurs observent cette chute de fréquence transitoire au moment des sollicitations fortes (Tab. 2). Ces observations trouvent leurs origines physiques dans la présence de fissures pré-existantes ou à la diminution de la raideur apportée par les éléments secondaires, et cela même pour des sollicitations modérées. En effet, au moment de la vibration, les fissures existantes s'ouvrent puis se referment, c'est-à-dire que la rigidité diminue sur un temps limité. Puis, après la secousse, la structure retrouve son état d'origine, si aucun endommagement résiduel n'est à signaler. Evidemment, plus la structure sera pré-fissurée, plus facilement elle perdra de la rigidité instantanée pour des sollicitations modérées. C'est pourquoi les variations de fréquence reportées dans le Tableau 2 sont très variables et dépendent certes du niveau de sollicitation mais aussi de l'intégrité de la structure selon qu'elle est très fissurée ou non. C'est le cas par exemple sur la Figure 62 où un bâtiment endommagé se trouve fragilisé et une secousse modérée provoque une perte de rigidité significative. La quantité de variation de fréquence traduit ainsi l'intégrité de



## Millikan Library



9 étages  
Béton armé

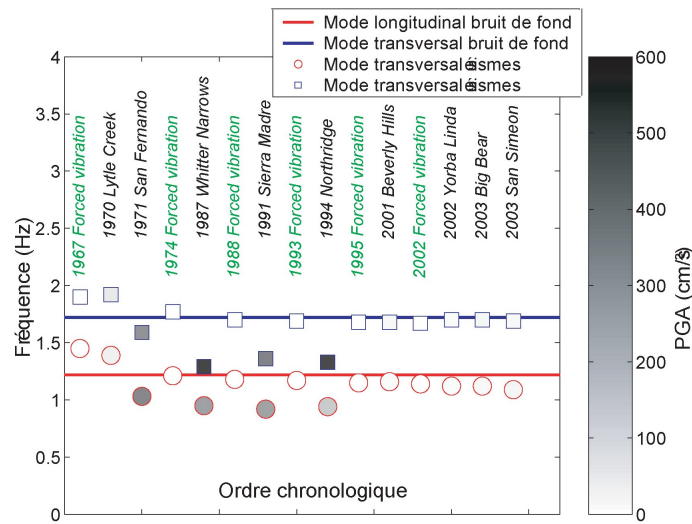


Figure 60: Variation de la fréquence de vibration de la Millikan Library depuis sa construction (d'après [110]).

la structure et son évolution avec la secousse. C'est la raison des modèles de comportement non-linéaires choisis pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures qui rendent compte de cette perte de rigidité (et donc de la chute de fréquence) avec le niveau de sollicitation. D'autre part, le coefficient sismique à prendre en compte selon les règles dépend de la fréquence et connaître cette fréquence au moment de la secousse est crucial afin de connaître les forces à appliquer. Cependant, Clinton et al. [82] et Dunand et al. [110] ont montré sur plusieurs bâtiments californiens que cette variation est en moyenne de 30%, et cela même pour des sollicitations ayant générées des accélérations de l'ordre de 600 mg dans la structure.

Une étude récente [253] montre que la fréquence de vibration peut osciller autour d'une valeur centrale. En effet, sur l'Hôtel de Ville de Grenoble, les séismes modérés qui y ont été enregistrés montrent que le maximum d'énergie du signal enregistré en haut oscille suivant le maximum d'énergie calculé au sommet de la structure, en considérant le signal du bas comme signal d'entrée de l'oscillateur 1D à N-DDL évalué par analyse modale [253]. Puisque l'oscillateur était considéré comme élastique et linéaire, cela signifie que selon la source de l'excitation, les variations de fréquence observées au sommet ne traduisent pas forcément un endommagement mais la complexité du signal d'entrée (Fig. 63). Elles sont très faibles (quelques 1/1000) et ne sont donc pas essentielles pour la compréhension du comportement de la structure.

Le Tableau 2 montre la synthèse des variations de fréquence de vibration de certaines structures en fonction du type d'essai et du niveau de la sollicitation. On y constate que la chute de fréquence est fortement dépendante de l'état de la structure. On peut ainsi imaginer une relation marquée entre la chute de fréquence et l'intégrité de la structure, qui trouverait une application intéressante lors d'évaluations post-sismiques en bénéficiant de l'enregistrement des répliques du choc principal.

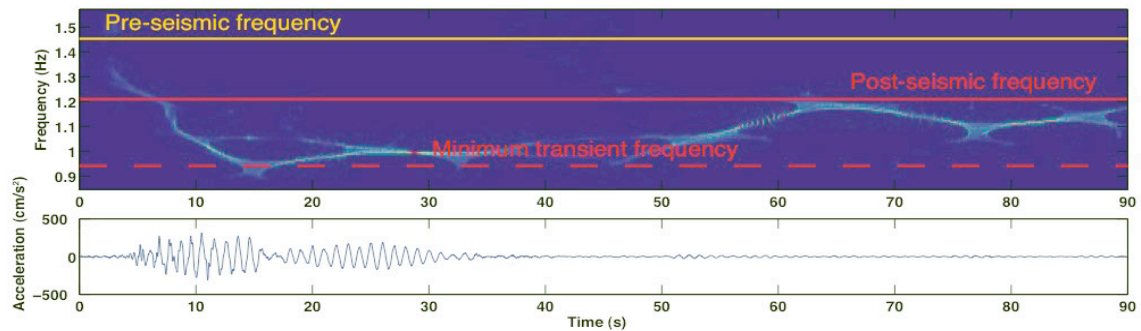


Figure 61: Variation de la fréquence de vibration de la Milikan Library lors du séisme de San Fernando (09/02/1971,  $M_L = 6.6$  à 31 km) qui provoqua des dommages dans la structure (d'après [253]).

#### 4.4 Utilisation des vibrations ambiantes

Afin de définir les formes que doivent prendre les structures japonaises pour mieux résister aux séismes, Omori au début du  $XX^{me}$  siècle [271] [96] utilise les vibrations ambiantes en complément des enregistrements de séismes. En 1922, il a en effet l'idée de comparer ces enregistrements sur le Marunouchi Building de Tokyo pendant la construction, suite au tremblement de terre du 26 avril 1922 et pendant les travaux de réhabilitation. Depuis Omori, de nombreuses applications sont apparues, l'intérêt et l'abandon de cette technique alternant au grés des avancées technologiques, des programmes d'instrumentation et de l'émergence des méthodes numériques. Cependant, un véritable regain d'intérêt est apparu dans les années 90 avec l'amélioration des instruments de mesures qui permirent à la fois de répéter des mesures sur un grand nombre de bâtiments pour un investissement modeste mais aussi pour suivre en temps l'évolution des propriétés vibratoires d'une structure particulière (*Structural Health Monitoring*). Cela est d'autant plus vrai que la complexité des structures modernes rend de plus en plus complexe et coûteux leur modélisation.

Dans les années soixante, Crawford et Ward [91] et Ward et Crawford [349] relancent l'intérêt pour cette méthode en auscultant plusieurs bâtiments et en montrant la possibilité d'en obtenir les modes de vibration. Ils étudient également la nature du bruit qui excite la structure et les effets du vent. Ces tests sont suivis jusque dans les années 80 par de nombreuses études sur des bâtiments (e.g., [326] [325] [327] [313] [333] [176]), sur des barrages (e.g., [6] [5]), sur des ponts [242] ou encore des structures off-shore [215]. Ces exemples témoignent de l'énorme champ d'application de cette technique, comme par exemple pour tester des éléments mécaniques de certains système (ailes d'avions, voitures etc...) [350]. De manière surprenante cependant, cette méthode très simple à mettre en oeuvre est restée peu exploitée en génie parasismique malgré les facilités actuelles de traitement du signal apportées par la micro-informatique. En France, ce n'est que récemment que différentes études par vibrations ambiantes ont été réalisées sur des bâtiments au LGIT [119] [107] et à l'ENTPE [160].

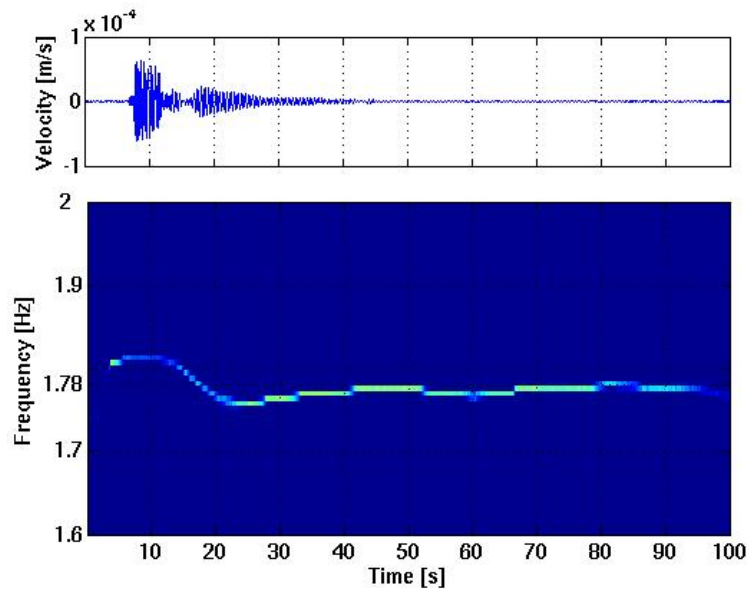


Figure 62: Variation de la fréquence de vibration d'une école algérienne, ayant préalablement été endommagée, lors d'un petit séisme (courtesy M. Farsi).

#### 4.4.1 Origine des vibrations ambiantes

L'attrait de cette technique est l'absence de système d'excitation qui constitue le principal avantage de cette méthode. L'origine des vibrations ambiantes, comme pour le bruit de fond sismique, est à rechercher essentiellement dans l'environnement extérieur des structures. Elle est la somme de contributions naturelles ou humaines, de sources externes (le vent, le bruit de fond sismique) ou internes (les machines, les ascenseurs etc...).

A l'exception de situations exceptionnelles, on peut considérer que la plus forte contribution vient du bruit de fond sismique, par l'intermédiaire des fondations. L'hypothèse communément admise est que ce type de sollicitation est assimilable à un bruit blanc, ce qui simplifie par la suite grandement le traitement des données et l'identification des caractéristiques modales de la structure. Supposer que le bruit de fond sismique est un bruit blanc signifie que le signal possède une densité spectrale de puissance (DSP) constante (spectre plat), excitant ainsi toutes les fréquences avec la même énergie. Un tel signal n'existe pas dans la réalité car il serait d'une énergie (aire du spectre) infinie. Un signal n'est donc un bruit blanc que sur une bande de fréquence finie.

Les mesures temporelles à la base des structures ne montrent aucune cohérence dans le signal, l'excitation parvenant à des amplitudes et des successions complètement aléatoires (e.g., [160] [254]). Aucune fréquence privilégiée ne semble émerger, au moins pour la gamme d'étude 0.5-20 Hz. Comme la majorité des processus aléatoires naturels, la distribution des valeurs respecte la loi de répartition gaussienne. Cependant, quelques vibrations transitoires viennent polluer les vibrations ambiantes. Par exemple, les sources internes sont généralement considérées comme parasites car elles ne sollicitent pas la structure de façon homogène. Comme dans le bruit de fond sismique, les machines, en particulier les ascenseurs et les ventilations,

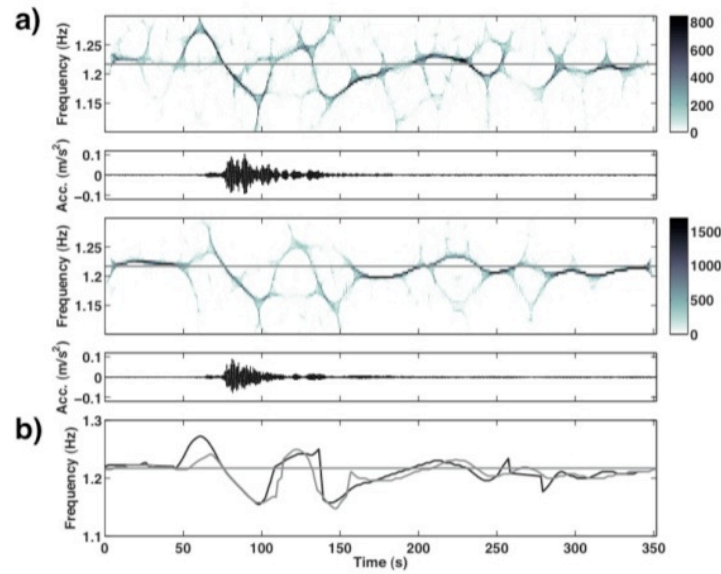


Figure 63: Observation (a) et simulation (b) du mouvement de l'Hôtel de Ville de Grenoble pour le séisme de Vallorcines (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005). Le modèle 1D du bâtiment est calé sur les paramètres modaux définis par vibrations ambiantes (d'après [253]).

sont néfastes à l'homogénéité de la sollicitation. Cependant, ces bruits sont généralement plus hautes fréquences et il est possible de les isoler et de les éliminer, et conserver ainsi l'hypothèse de bruit blanc sur une gamme de fréquence restreinte. Les différences de pression et de température dans l'atmosphère, qui induisent du vent, excitent également les structures. Le vent possède un maximum d'énergie la plupart du temps entre 0.01 et 0.05 Hz [27] donc hors de la bande de fréquence correspondant aux structures courantes (0.5 – 20 Hz) mais garde de l'énergie jusque 1 Hz. L'amplitude de cette sollicitation est très variable mais, en dehors des épisodes de vent fort et des structures de grande hauteur, elle est significativement plus faible que l'excitation par le bruit de fond sismique.

L'hypothèse de bruit blanc est donc justifiée dans la gamme de fréquence intéressant les structures. La clef de la plupart des méthodes de traitement utilisant les vibrations ambiantes repose sur cette hypothèse. Elle revient à considérer le signal d'entrée (*input signal*) stationnaire, c'est-à-dire que la moyenne, la variance et la covariance du bruit varient peu, ce qui est généralement vrai sur la durée des expériences. Elle revient aussi à considérer une excitation ergodique, c'est-à-dire que les caractéristiques statistiques déterminées en moyenne sur un ensemble d'enregistrements sont les mêmes que si elles sont déterminées en moyenne sur un enregistrement. Cette hypothèse permet de réaliser des moyennes par fenêtre de temps sur un seul enregistrement pour accéder aux propriétés du processus échantillonné.

La rapidité et le faible coût des mesures des vibrations ambiantes ont rapidement trouvé un intérêt pour tester un grand nombre de bâtiments. Dans les pays à sismicité modérée où l'attente des séismes rendait peu rentable l'instrumentation permanente, de nombreuses expériences ont été conduites afin d'estimer les paramètres modaux des structures. Cependant,

Table 2: Variation de la fréquence de vibration des structures réelles en fonction du niveau de la sollicitation (vibrations ambiantes VA - Séisme EQ - Essais dynamiques DY), par comparaison entre l'approche expérimentale EX et numérique MO, et entre avant BE et pendant CO et après PO un séisme (d'après [313] [334] [66] [54] [307] [161] [65] [185] [296] [248]).

Reference	Frequency variation	Ratio of motion	nb data
Stubbs et al., 1973	5% (VA vs MO)		4
	1% (VA-BE vs VA-PO)		2
	1% (VA-BE vs VA-PO)		2
Udwadia et al., 1974	4% (VA vs DY)	$10^{-8}g$ vs $10^{-2}g$	2
Camba, 1994	1% (VA vs MO)		5
Spina and Lamonaca, 1998	9% (VA vs DY)	10	1
Hans et al., 2005	3% (VA vs DY)	$10^{-5}g$ vs $10^{-3}g$	1
	3% (VA vs DY)	$10^{-5}g$ vs $10^{-4}g$	
	2% (VA vs DY)	$10^{-5}g$ vs $10^{-2}g$	
Celebi, 1998	26% (VA-PO vs EQ-CO)	$10^{-5}g$ vs $10^{-1}g$	5
Irie et al., 2000	6%-15% (VA-PO vs EQ-CO)	$10^{-4}g$ vs $10^{-1}g$	152
Sandi et al, 2002	350% (VA-BE vs EQ-CO)		1
	150% (VA-BE vs VA-PO)		
Meli et al., 1996	20-40% (VA-PO vs EQ-CO)	$10^{-5}g$ vs $10^{-2}g$	6
Dunand et al., 2006	30% (VA-PO vs EQ-CO)	$10^{-5}g$ vs $1g$	10

on a vu précédemment que la réponse des structures varient avec l'importance de la sollicitation. Une des réticences à utiliser les vibrations ambiantes vient donc du faible niveau de sollicitation qui ne traduirait pas leur comportement réel sous séismes. C'est pourquoi rapidement après le début de leur utilisation, une deuxième application s'attacha à vérifier la pertinence des résultats en les comparant à ceux extraits d'autres types d'expériences. Enfin, avec le développement des instruments de mesure précis et sensibles, une troisième application consistait à contrôler l'évolution des paramètres modaux des structures, reliés par exemple à du vieillissement permanent ou à de l'endommagement transitoire comme lors de tremblements de terre.

#### 4.4.2 Evaluation de la période de vibrations des structures

Dans les codes parasismiques, l'estimation des périodes de vibration des structures est cruciale puisque c'est elle qui donnera la demande sismique à prendre en compte pour la conception. Cette période est généralement représentative du comportement élastique et modulée de façon à tenir compte de sa variation sous séisme. Dans les codes parasismiques, des relations empiriques existent exprimant la période en fonction des dimensions des structures. Cette période, puisque élastique, est proche de celle qui peut être évaluée en utilisant les vibrations ambiantes.

La fréquence peut être calculée en enregistrant au sommet d'une structure les vibrations ambiantes et à calculer le spectre de Fourier. En théorie, dans des structures élancées ayant des modes bien séparés, la fréquence pourrait être calculée grâce à une seule mesure de durée équivalente à quelques dizaines de fois la période de la structure. En pratique, les vibrations sont enregistrées sur une longue période et la moyenne des spectres de plusieurs fenêtres temporelles est calculée. De cette façon, le spectre moyen est lissé et on obtient une évaluation

statistique de la fréquence (Fig. 64). La formule la plus simple donnant la période est  $T = N/10$  avec  $N$  le nombre d'étages.

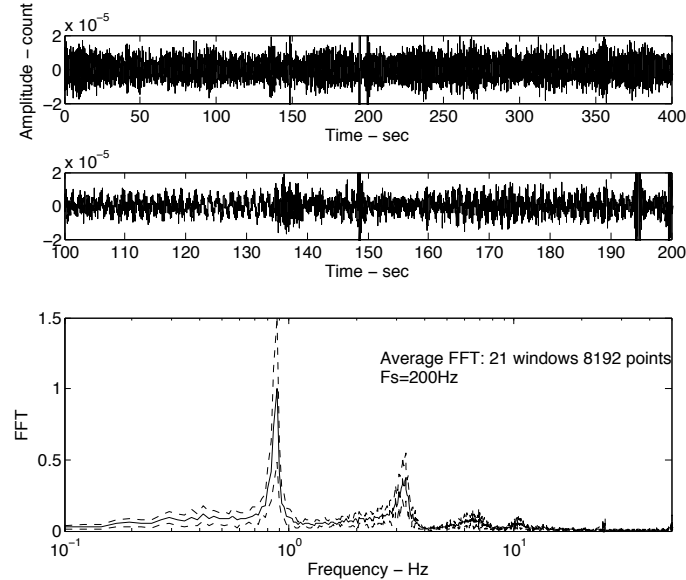


Figure 64: Calcul des spectres de Fourier d'un enregistrement de vibrations ambiantes sur une tour en béton armé de 28 étages.

Cependant, en 1936, Carder réalisa une campagne exhaustive d'enregistrements de vibrations ambiantes dans plus de 200 bâtiments, ce qui à ce moment-là fût une oeuvre gigantesque quand on connaît l'encombrement des sismomètres de l'époque. Cette étude arrive juste après le séisme de Long Beach (1933) et Carder fait plusieurs interprétations de ses données, telles que l'interaction entre bâtiments, les problèmes de torsion, l'endommagement etc... Cependant, l'impact de cette campagne de mesure porte essentiellement sur la relation qu'établiront ensuite Housner and Brady (1963), reliant la période et les dimensions des constructions, en particulier la hauteur  $H$  et la dimension en plan selon la direction de vibration considérée  $L$ . Ces formules ont été depuis adoptées par différents règlements parasismiques tels que le code algérien (RPA88), coréen [228] et français [286].

Cependant, rapidement, Housner et Brady [171] critiquèrent l'utilisation de la dimension latérale  $L$  dans l'expression empirique. Peu de campagnes de mesure sur un grand nombre de bâtiments ont été réalisées depuis Carder et il faut attendre Hong et Hwang [167] et Farsi et Bard [120] pour confirmer que la dimension  $L$  ne doit pas être utilisée dans les relations empiriques. Pour ces auteurs, seule la hauteur  $H$  a une influence statistique sur la période. Suite au séisme de San Fernando enregistré dans de nombreux bâtiments californiens par le programme du CSMIP, Housner établit les bases d'une formule de nouvelle génération pour le code américain (Uniform Building Code). Cette formule reprend celles proposées précédemment grâce aux données de Carder et exprime la période par la relation:

$$T = C_1 H^b \quad (29)$$

La forme générale de cette expression est maintenant également reprise dans les nouveaux

Eurocode 8 [113], avec des valeurs différentes de  $C_1$  et de  $b$  afin de tenir compte des codes et des types de constructions. Par exemple, les UBC et EC8 recommandent  $b = 0.75$ , avec une limitation aux bâtiments de plus de 40 m dans les EC8. L'EC8 préconise également des valeurs  $C_1 = 0.05$  pour les bâtiments béton armé en murs voiles. Dans d'autres documents américains, tels que ceux édités par la FEMA 356, on distingue les structures béton armé en portique ( $b = 0.9$ ) des autres types de construction en béton armé ( $b = 0.75$ ). Hong et Hwang [167] trouvent quant à eux des coefficients  $C_1 = 0.03$  et  $b = 0.8$  en utilisant les fréquences identifiées sur des enregistrements de séismes dans 30 tours taiwanaises conçues en portiques béton armé. Crowley et Pinho [93] suggèrent  $C_1 = 0.055$  et  $b = 1$  pour des bâtiments en béton armé de type portiques (RC-frame) avec des remplissages en maçonnerie en utilisant des modèles numériques appliqués à des bâtiments typiques. Récemment, Guler et al. [155] donnent  $C_1 = 0.026$  et  $b = 0.9$  en utilisant les fréquences sous vibrations ambiantes de 6 bâtiments béton armé turcs. Ces relations sont également importantes lorsqu'on souhaite établir des courbes de fragilité puisque la partie élastique est proportionnelle à la période élastique des structures. Par exemple, dans le projet Risk-UE, Lagomarsino et Giovinazzi [220] utilisent  $C_1 = 0.065$  et  $b = 0.9$  afin d'établir les courbes de capacité des bâtiments en béton armé.

Ces formules empiriques donnent les périodes élastiques des structures. Il est recommandé dans les codes américains de réduire ces périodes de 10 à 20% afin de proposer des valeurs conservatrices des efforts réglementaires [137]. Par ce biais, les déplacements sont sous-estimés ce qui en soit n'est pas approprié pour la conception des structures de plus en plus établie en déplacement. Goel et Chopra [137] critiquent aussi la formule 29 des codes américains en affirmant qu'elle n'est pas conservatrice, i.e. elle ne sous-estime pas la période des structures, et qu'elle n'est pas adaptée aux bâtiments en portique, majoritaires aux Etats-Unis. Ils suggèrent alors une formule empirique plus complète et plus détaillée, soit:

$$T_1 = C_1 \frac{H}{A^*} \quad (30)$$

avec

$$A^* = \frac{100}{Ll} \sum_{i=1}^N \left( \frac{H}{H_i} \right)^2 \frac{A_i}{1 + 0.83 \frac{H_i^4}{L_i^2}} \quad (31)$$

avec  $A_i$ ,  $H_i$  et  $L_i$  respectivement la surface, la hauteur et la longueur du mur  $i$  et  $l$  la dimension du bâtiment.  $A^*$  est la surface équivalente de cisaillement qui correspond à un pourcentage de la surface totale du bâtiment. Tandis que cette formule était validée sur 17 bâtiments californiens ayant subi les séismes de San Fernando (1971) et de Northridge (1994), il ne faut pas oublier qu'elle fût établie sur la base de modèles numériques, dans lesquels il est facile d'évaluer en détail les coefficients qui interviennent. Ce n'est pas le cas pour des bâtiments existants puisque bien souvent, aucune information n'est disponible, pas même les plans.

Depuis Carder, on constate que les formules empiriques ont été établies sur la base d'un nombre limité de données, seuls quelques bâtiments servant à chaque fois à estimer les périodes. Pourtant, avec l'amélioration des systèmes d'acquisition et de traitement des données depuis les années 30, il est possible de répéter les mesures de vibrations ambiantes sur un grand nombre de constructions, variant les hauteurs et les types, afin d'affiner ces relations empiriques essentielles dans le dimensionnement et l'évaluation des structures.

C'est l'objectif des mesures qui ont été réalisées depuis quelques années par les différents travaux de recherche menés au LGIT [256], utilisant l'enregistrement des vibrations ambiantes

dans 173 bâtiments en béton armé de Nice et Grenoble. Aucune information structurale n'a été utilisée et ces bâtiments, classiques de ceux que l'on trouve en France, sont des bâtiments en murs voiles béton armé. Trois interrogations ont été analysées: est-ce que la dimension latérale  $L$  des structures doit intervenir dans l'estimation de la période? Quelles valeurs des coefficients  $C_1$  et  $b$  de la relation 29 doivent être utilisées pour ce type de construction? Est-ce la hauteur  $H$  ou le nombre d'étages  $N$  qui doit être utilisé, sachant que le nombre d'étages est plus facile à obtenir sur site?

Plusieurs régressions linéaires sur le logarithme de la période expérimentale ont été réalisées en fonction du logarithme de la hauteur  $H$ , du nombre d'étages  $N$  et de la dimension latérale  $L$ . Afin de tenir compte d'un nombre d'étages équivalents à la hauteur du bâtiment, nous avons utilisé  $N + 1$  en lieu et place de  $N$  afin de tenir compte du nombre de planchers. La matrice de corrélation des données est calculée, ainsi que les coefficients de la régression linéaire et les coefficients de corrélation.

La régression en utilisant  $H$  et  $L$  ou  $N + 1$  et  $L$  donnent un coefficient de corrélation de l'ordre de 13% ce qui signifie que la dimension  $L$  n'intervient que très partiellement dans l'estimation de la période. De plus, le coefficient de corrélation global n'est pas amélioré lorsque  $L$  est pris en compte.

La hauteur  $H$  ou le nombre d'étages  $n + 1$  expliquent à eux seuls 85% et 90% de la variabilité de la période expérimentale, les deux paramètres donnant quelques variations dans l'estimation de la période. Les régressions  $T$  en fonction de  $H$  ou de  $N + 1$  donnent respectivement des valeurs  $C_1 = 0.98$  et  $C_1 = 0.92$ . Ces valeurs sont proches de celles proposées par Goel et Chopra [137] ( $C_1 = 1$ ) ou par la FEMA356 [3] ( $C_1 = 0.9$ ) mais totalement éloignée de celles proposées par l'UBC97 ou l'EC8 ( $C_1 = 0.75$ ). Sur la base de nos mesures, l'expression de la période est :

$$\begin{aligned} T &= 0.013H = \frac{H}{75} = 0.039(N + 1) = \frac{N + 1}{25} \\ \sigma &= (0.08; 0.09) \end{aligned} \quad (32)$$

relation valable pour les bâtiments en béton armé murs voiles, avec  $\sigma$  l'écart-type des données par rapport au modèle estimé.

Farsi et Bard [120] comparèrent déjà la période expérimentale aux codes américains (UBC88), français (PS92) et algérien (RPA88) et trouvèrent des relations équivalentes. La régression et l'intervalle de confiance à 95% (Fig. 65) montre que les coefficients proposés dans l'EC8 ( $C_t = 0.05$  pour les murs voiles contre 0.013 ici) ne sont pas du tout représentatifs des périodes des bâtiments français. Ils sur-estiment d'environ 60% les périodes expérimentales.

Ces périodes expérimentales sont ainsi très intéressantes car elles permettent d'établir par type de construction les relations entre période et dimension de la structure. En générale, puisque la période va conditionner les efforts sismiques à prendre en compte au moment du dimensionnement ou de l'évaluation sismique d'une structure, ce sont ces périodes qui vont être utilisées au moment du projet. Attention cependant à limiter ces relations aux bâtiments qui ont servi à les établir, c'est-à-dire à ne pas mélanger les types de constructions. Par exemple, aux Antilles, des constructions typiques en murs béton sont caractéristiques de cette région. Ce sont des constructions en béton armé, réalisées à l'aide de coffrage tunnel, technique qui à



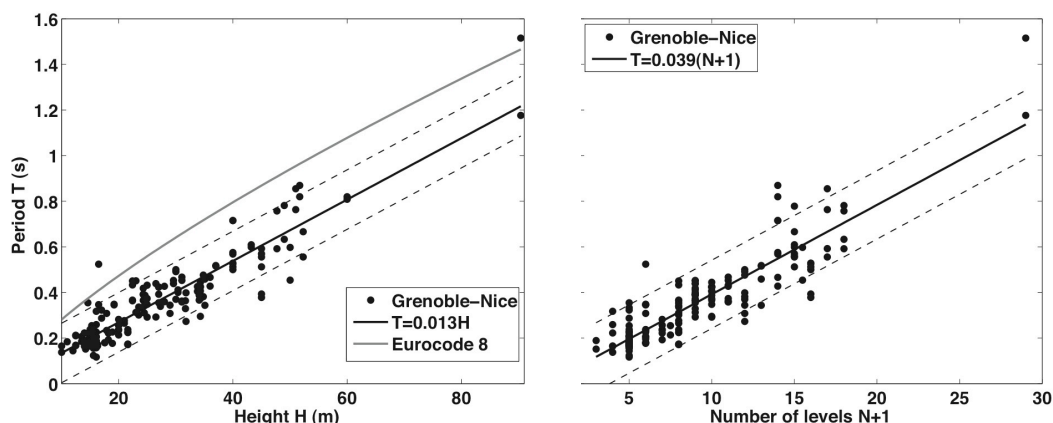


Figure 65: Périodes expérimentales obtenues par vibrations ambiantes sur des bâtiments niçois et grenoblois en fonction de leur hauteur et de leur nombre d'étages (d'après [256]).

une certaine époque favorisait la quantité sur la qualité. Les murs sont peu épais, peu armés et des défauts de contreventements sont quasi-systématiquement observés sur place. Suite à une campagne de mesures exhaustives réalisée par le LGIT et GEOTER dans le cadre du projet ANR ARVISE, les périodes mesurées sur ce type de constructions suivent une régression différente de celles établies précédemment (Fig. 66). On constate cependant que des tours de grandes hauteurs, classiques de l'habitat de métropole en murs béton armé, s'ajustent aux relations empiriques établies précédemment. Il est donc important de connaître les origines et les limites des relations utilisées, sachant que celles proposées dans l'EC8 ne sont que peu détaillées et elles doivent être utilisées avec précaution.

#### 4.4.3 Evaluation de l'amortissement dans les structures.

Outre la fréquence de vibration, l'amortissement est un des paramètres importants caractérisant la réponse dynamique d'une structure. Cet amortissement entre en particulier dans la définition des spectres réglementaires (Fig. 67). Il doit aussi être estimé lors d'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, basée sur les méthodes en déplacement (e.g., courbes push-over et courbes de capacité). L'amortissement est difficile à estimer et de nombreuses incertitudes existent encore sur la signification de l'amortissement mesuré. Néanmoins, le bruit de fond sismique peut être utilisé pour avoir une valeur de l'amortissement global d'une structure existante grâce à la méthode du décrément aléatoire. Cette méthode consiste à superposer et à additionner des fenêtres de vibrations ambiantes enregistrées au sommet de la structure, procédé qui révèle alors la réponse impulsionnelle temporelle de la structure à partir de laquelle l'amortissement peut être évalué par décrément logarithmique [60] [338] [23] [173] [108].

Cette méthode est basée sur le fait que l'on peut décomposer la réponse d'un oscillateur à une sollicitation aléatoire en deux parties, la première correspondant à la réponse impulsionnelle du système et la deuxième correspondant à la réponse forcée à la sollicitation aléatoire. En sommant un grand nombre de fenêtres du signal qui ont les mêmes conditions initiales, la partie aléatoire de la réponse devient faible devant la réponse impulsionnelle (Fig. 68). Puis, à partir de la réponse impulsionnelle, il est possible d'estimer l'amortissement et la fréquence

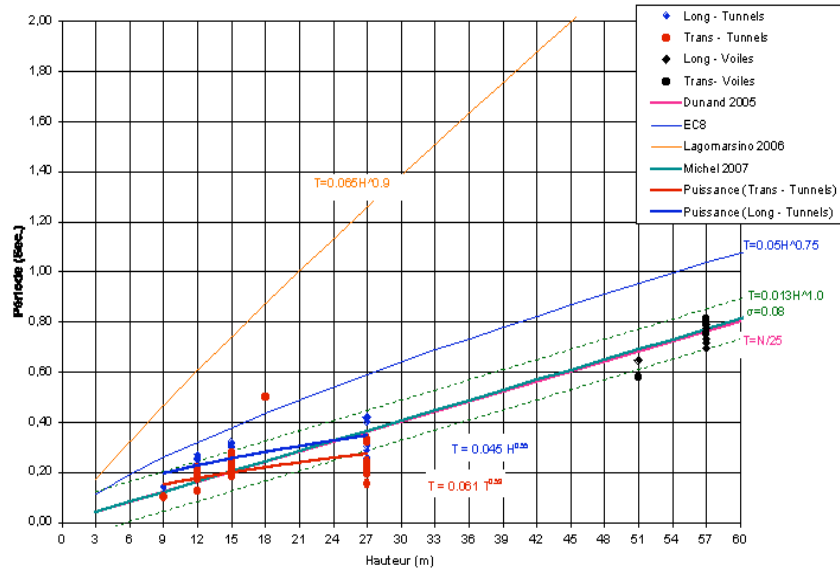


Figure 66: Périodes expérimentales obtenues par vibrations ambiantes sur des bâtiments antillais en fonction de leur hauteur et comparaison avec les relations classiques précédentes.

de l'oscillateur. L'expression analytique du décrétement aléatoire peut s'exprimer par la relation suivante:

$$\delta(\tau) = \frac{1}{M} \sum_{m=1}^M y(t_m + \tau) \quad (33)$$

où  $\delta(\tau)$  représente la signature du décrétement aléatoire,  $t_m$  le temps à partir duquel chaque segment débute (dépend des conditions initiales),  $\tau$  la durée de chaque segment et  $M$  le nombre de segment donné.

La comparaison entre la réponse impulsionnelle d'un bâtiment extraite par décrétement aléatoire et par oscillation libre est donnée Figure 69. On constate un très bon accord entre les deux signatures [107].

Cependant, de nombreuses interrogations persistent sur la signification de l'amortissement ainsi mesuré. En effet, sur l'ensemble des bâtiments niçois et grenoblois testés par vibrations ambiantes, Dunand [107] montre (Fig. 70) que la variation de l'amortissement en fonction de la fréquence, ne peut s'expliquer qu'en introduisant une part d'interaction sol-structure dans l'analyse, et cela quelque soit le sol de fondation (rocher ou sédiment). En effet, on sait que la réponse d'une structure va varier suivant qu'elle est fondée sur un sol mou ou du rocher. En particulier, l'amortissement va augmenter (Cf § Interaction sol-structure) qui traduit qu'une partie de la perte d'énergie de vibration s'effectue au niveau du contact entre le sol et la fondation. Cette observation avait été en partie avancée lors d'essais de lâcher menés sur un bâtiment type effectué par Guéguen et al. [145] au cours duquel le champ d'onde induit dans le sol était enregistré. C'est ce que l'on peut appeler l'interaction structure-sol ou encore l'effet inertiel de l'interaction.

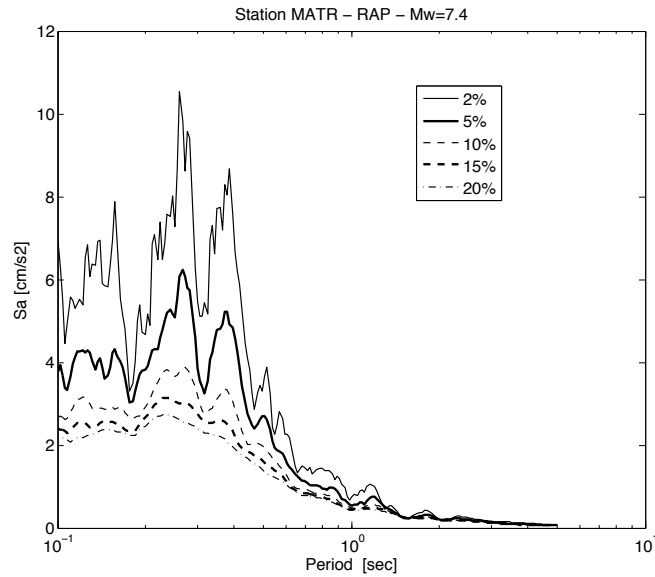


Figure 67: Exemples de l'effet de l'amortissement sur les spectres de réponse calculés à partir du séisme de Martinique ( $M_w=7.4$ ) enregistré à la station RAP-MATR

Cependant, Dunand poursuit ses investigations et compare la dépendance amortissement - fréquence pour des bâtiments sur rocher et sur sols mous. Dans les deux cas, une dépendance existe, quel que soit le sol de fondation (Fig. 71). Il conclut qu'un amortissement propre à la structure, et variant avec la fréquence, intervient dans la réponse de la structure. Actuellement, des travaux de recherche se poursuivent au LGIT pour comprendre l'origine physique de l'amortissement mesurée en bâtiment.

#### 4.4.4 Evaluation des modes structuraux.

La difficulté d'exciter des structures importantes suivant un schéma expérimental contrôlé ainsi que le développement de nouveaux outils d'acquisition et de mesure de vibrations a permis de développer des méthodes opérationnelles d'analyse modale. De façon conventionnelle, ces méthodes sont basées sur l'estimation d'une série de fonctions de transfert entre la force appliquée et la réponse en différents points de la structure (i.e., input-output modal identification methods). L'utilisation du cadre de l'analyse modale pour exploiter les mesures en bruit ambiant paraît naturelle étant donné que les niveaux d'amplitude relevés sont très faibles et que le fonctionnement de la structure demeure clairement dans le domaine élastique. Par ailleurs, l'analyse modale ouvre un champ de traitement qui simplifie grandement l'analyse et l'exploitation des signaux en condensant dans quelques modes de vibration l'essentiel des propriétés dynamiques de la structure étudiée. Le cadre théorique permet ensuite de prévoir, à partir des modes de vibration déterminés, le comportement de la structure sous n'importe quel chargement dynamique et en particulier une sollicitation sismique.

Parmi les méthodes les plus simples, on peut citer celle du *Peak-Picking* déjà appliquée depuis plusieurs décennies, ainsi que la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (*Frequency Domain Decomposition FDD*).

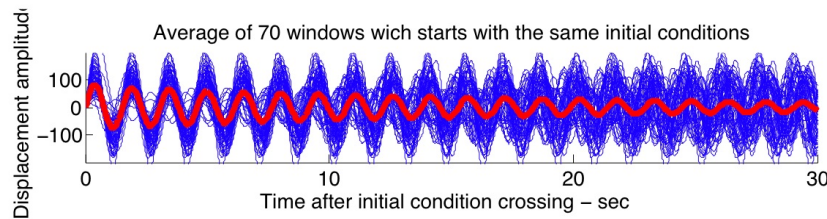


Figure 68: Moyenne et écart type de 70 fenêtres commençant par les mêmes conditions initiales obtenues sur un enregistrement de bruit de fond au sommet d'un bâtiment. En bleu, la trace de toutes les fenêtres recalées en temps. En rouge épais, la moyenne de ces fenêtres (d'après [108]).

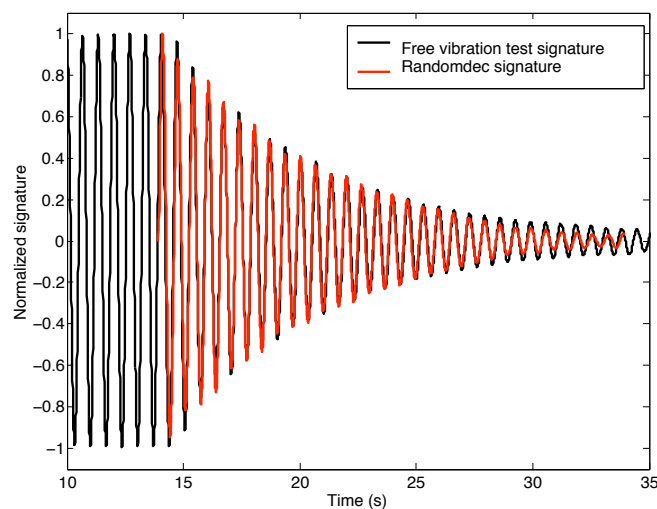


Figure 69: Comparaison entre la signature du décrément logarithmique reconstituée à partir des vibrations ambiantes et par essais dynamiques (vibreur) d'un bâtiment en béton armé de Vaulx-en-Velin (France) - Collaboration ENTPE/LGIT (d'après [107]).

### Méthode du peak-picking.

Le principe de cette méthode est de transformer en fréquence les signaux enregistrés dans la structure en différents endroits, puis de s'intéresser aux caractéristiques des spectres. Sous l'hypothèse de bruit blanc, et en considérant que les pics des fréquences correspondent aux modes de déformation de la structure, on peut considérer que l'amplitude de ce spectre est proportionnel à l'amplitude de la déformée modale. On pourra se reporter au travail de Michel [251] pour connaître le détail de cette méthode. Le signe de la déformée est donné par la phase de la transformée de Fourier du spectre.

En pratique, et dans le cas d'une structure simple, cela revient à positionner des capteurs à chaque étage et à calculer le spectre des vibrations ambiantes enregistrées en chaque point. Puisqu'on suppose que le signal est stationnaire et ergodique, la moyenne des spectres de durée courte extraite à partir d'un enregistrement long correspond à une valeur moyennée du

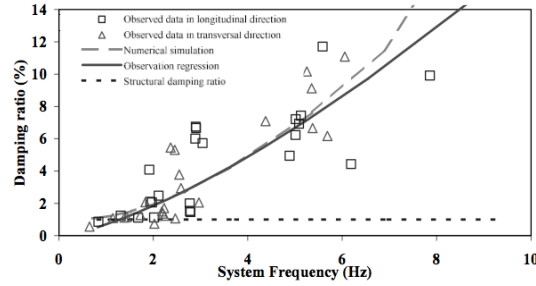


Figure 70: Relations entre amortissement et fréquence de bâtiments niçois obtenus par vibrations ambiantes (d'après [108]).

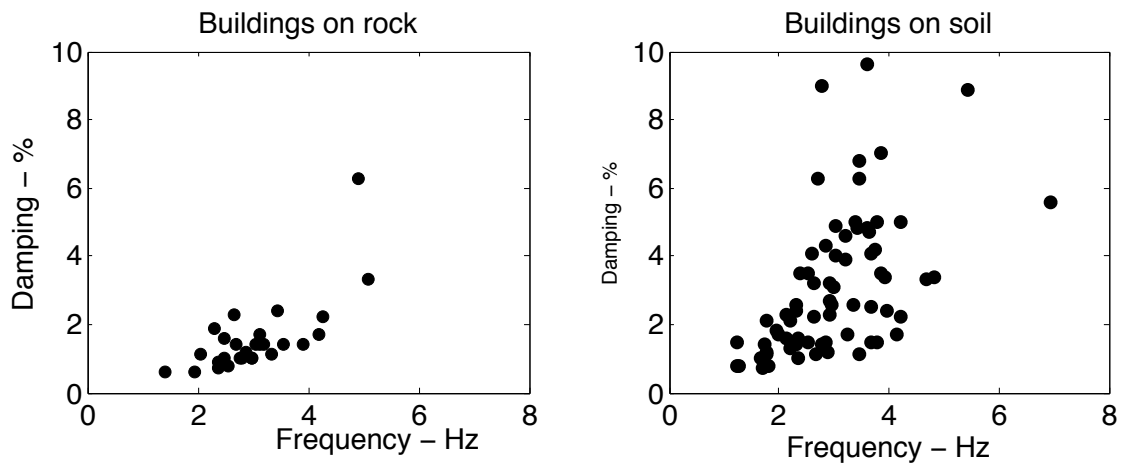


Figure 71: Relation entre fréquence et amortissement estimés par vibrations ambiantes sur les bâtiments de Nice (d'après [107]).

spectre au point considéré. La durée des fenêtres courtes est choisie en fonction de la précision du spectre souhaitée  $df = 1/t_{max}$  et de la fréquence que l'on va chercher à analyser ( $t = 10T$ ). Puisque l'on s'intéresse à l'amplitude et à la phase des spectres en chaque point de la structure, il est nécessaire d'avoir des enregistrements synchrones. En effet, l'amplitude des vibrations peut varier d'un instant à l'autre. Une solution est de déplacer les capteurs dans la structure en conservant un point de référence commun à tous les sets de données afin de normaliser l'ensemble des enregistrements par cette référence. Il est alors judicieux de placer cette référence là où l'amplitude sera la plus élevée, c'est-à-dire dans un bâtiment au sommet de la structure.

L'exemple donné Figure 72 a été obtenu sur une tour de 19 étages à Lourdes, choisie pour une instrumentation permanente du Réseau Accélérométrique Permanent RAP. Six jeux de données ont été utilisés, échantillonnés à 200 Hz, constitués à chaque fois de 4 capteurs dont un conservé comme référence au sommet. Les vibrations ambiantes étaient enregistrées pendant

15 minutes, découpées en fenêtres de 60 s qui ont servi à calculer les spectres moyens. On observe que la décroissance des amplitudes suit les modes théoriques que l'on peut attendre dans la structure, pour le premier mode en particulier qui est celui qui possède le plus d'énergie. On observe également pour les deuxième et troisième modes qu'à certains étages, l'amplitude des spectres s'annule, ce qui correspond aux noeuds des déformées des modes supérieurs. Ces modes sont moins excités par les vibrations ambiantes mais il est néanmoins possible de les identifier rapidement et facilement afin de constituer le modèle modale de la structure.

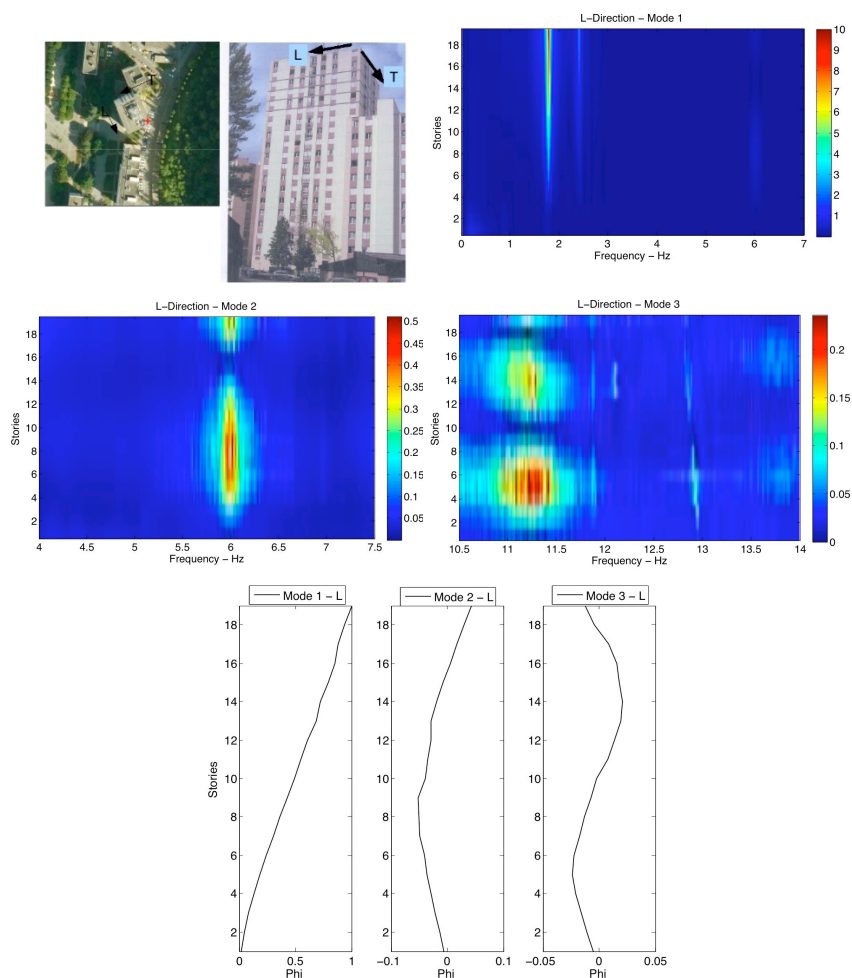


Figure 72: Exemple de méthode Peak-Picking sur la tour Ophite de Lourdes.

### **Méthode *Frequency Domain Decomposition***

Brincker et al. [357] expliquent la FDD qui est une méthode d'analyse modale simple mais efficace en particulier pour les modes proches. Il s'agit de la décomposition en valeurs singulières des matrices de densité spectrale de puissance. Il est alors possible d'extraire un comportement modal global de la structure et de définir un modèle analytique simple de comportement.

Les matrices des densités spectrales de puissance (PSD) sont les transformées de Fourier des matrices de corrélation entre tous les signaux enregistrés dans la structure. Les PSD des signaux d'entrée  $x(t)$  (inconnus) et des signaux de sortie  $y(t)$  (enregistrés) peuvent être respectivement notés  $[X](\omega)$  et  $[Y](\omega)$ . Elles sont liées à la matrice composée des fonctions réponses en fréquence de l'oscillateur  $[H](\omega)$  (appelé aussi fonction de transfert) par l'équation:

$$[Y](\omega) = [\bar{H}](\omega)[X](\omega)[H](\omega)^T \quad (34)$$

où  $^T$  est l'opérateur transposé,  $\bar{\cdot}$  le complexe conjugué et  $\omega$  la pulsation. Si  $r$  est le nombre de signaux d'entrée et  $m$  le nombre de signaux de sortie, à chaque pulsation  $\omega$ , les tailles des  $[X]$ ,  $[Y]$  et  $[H]$  sont respectivement  $r \times r$ ,  $m \times m$  et  $m \times r$ . En Analyse Modale Opérationnelle, on suppose que les signaux d'entrée sont des bruits blancs ce qui signifie:

$$[X](\omega) = [C], \text{ qui est une matrice constante.} \quad (35)$$

$[H]$  peut s'écrire sous la forme polaire ( $\lambda_k$ )/residue ( $[R_k]$ ) de telle sorte que:

$$[H](\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{[R_k]}{j\omega - \lambda_k} + \frac{[\bar{R}_k]}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad (36)$$

où  $j^2 = -1$ . En utilisant les équations 35 et 36 et pour de faibles valeurs d'amortissement, on peut montrer que les termes  $[R_k][C][\bar{R}_k]$  dominent l'expression de  $[Y]$ . Dans ce cas, ce terme devient proportionnel au vecteur des modes propres  $\{\Phi_k\}$ :

$$[R_k][C][\bar{R}_k] = d_k \{\Phi_k\} \{\Phi_k\}^T \quad (37)$$

où  $d_k$  est une constante. Les matrices PSD des signaux de sortie prennent alors la forme suivante:

$$[Y](\omega) = \sum_{k \in Sub(\omega)} \frac{d_k \{\Phi_k\} \{\Phi_k\}^T}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{d}_k \{\bar{\Phi}_k\} \{\bar{\Phi}_k\}^T}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad (38)$$

En pratique, les vibrations ambiantes permettent l'estimation des matrices PSD des signaux de sortie  $[\hat{Y}](\omega_i)$  à chaque fréquence  $\omega_i$ . Dans notre cas, nous utilisons la méthode de Welch pour l'estimation des PSD, avec un lissage des fenêtres utilisant une fenêtre de Hamming. La longueur des fenêtres dépend de la précision des fréquences que l'on souhaite.

Les matrices de PSD ne peuvent pas être diagonalisées puisque à une fréquence, seuls quelques modes ( $p$ ) ont suffisamment d'énergie. Ainsi le rang de la matrice est  $p$ , les autres vecteurs propres sont proches de zéro. C'est pourquoi la décomposition en valeurs singulières de la matrice des PSD est nécessaire, c'est-à-dire:

$$[\hat{Y}](\omega_i) = [U_i][S_i][\bar{U}_i]^T \quad (39)$$

où  $[U_i]$  est la matrice des vecteurs singuliers et  $[S_i]$  est la matrice diagonale des valeurs singulières. A proximité du pic, si un seul mode domine, le premier vecteur singulier est une estimation de la déformée modale. Si deux pics dominent, l'estimation de la déformée modale correspond aux deux premiers vecteurs singuliers.

L'avantage essentiel de la FDD est de pouvoir relier les pics observés sur les spectres à des modes structuraux, en particulier lorsqu'ils ont des fréquences proches. Cette configuration est courante puisque en plus des modes de flexion viennent se superposer des modes de torsion

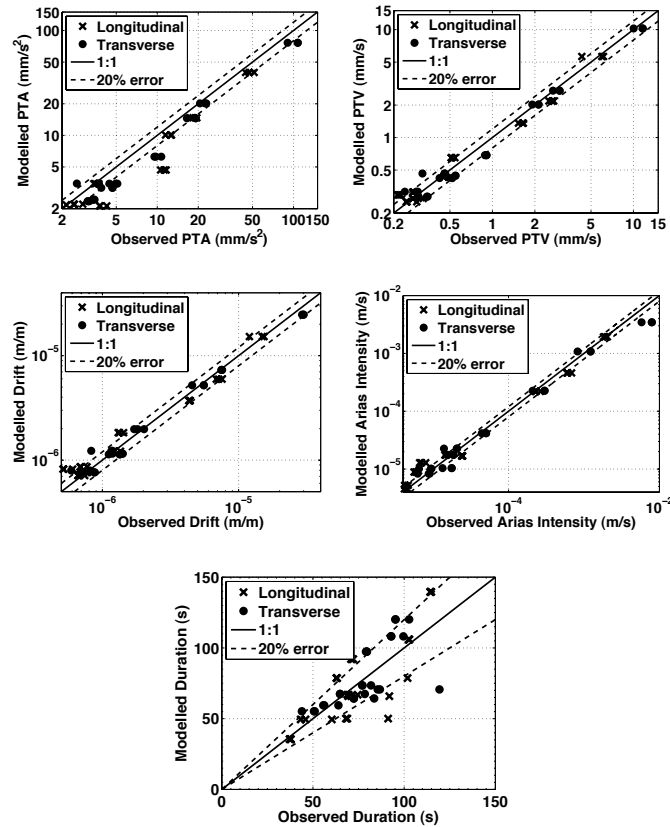


Figure 73: Comparaison des paramètres du mouvement de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble calculés sur la base des paramètres modaux expérimentaux et en utilisant les données accélérométriques du RAP enregistrées dans la structure (d'après [256]).

qui peuvent polluer les modes de flexion. Pour des structures complexes, lorsque le modèle de comportement n'est pas évident, il y a ainsi intérêt à s'assurer que les fréquences que l'on détecte sont des modes structuraux. Par exemple, l'analyse des modes de l'Hôtel de ville de Grenoble montre qu'il est possible d'identifier les deux premiers modes de flexion et le mode de torsion (Fig. 51).

#### 4.4.5 Validation de l'évaluation des paramètres modaux sous vibrations ambiantes

En considérant un modèle 1D de comportement de type brochette (masses concentrées au niveau des étages), les paramètres modaux expérimentaux ont permis de calculer le mouvement au sommet de l'Hôtel de Ville de Grenoble subissant un séisme modéré [256]. Plusieurs paramètres de comparaison du mouvement de la structure ont été calculés pour l'ensemble des données enregistrées par le RAP dans la structure. On constate ainsi un très bon accord des paramètres entre le calcul et l'observation (Fig. 73).

Grâce à l'utilisation de l'intégrale de Duhamel [83], qui relie l'oscillateur caractérisé par ses



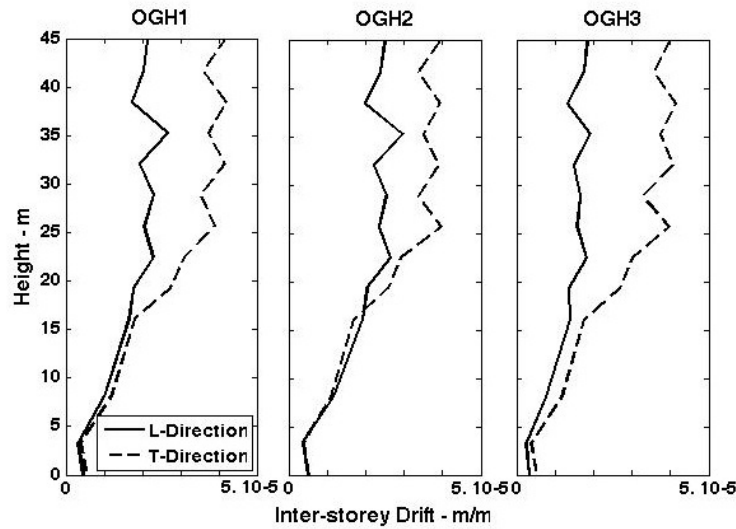


Figure 74: Modélisation de la déformation inter-étage de la structure de l'Hôtel de Ville de Grenoble durant le séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) utilisant le mouvement sismique enregistré à la base et le modèle brochette 1D estimé par vibrations ambiantes dans les deux directions horizontales et en considérant les trois stations à la base de la tour OGH1, OGH2 et OGH3 (d'après [256]).

paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées modales), il est également possible pour un séisme donné de remonter à la déformation en tout point de la structure. L'exemple donné Fig. 74 correspond à la déformation qu'aurait subi la structure lors du séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) calculée à partir du modèle modal expérimental. Même si les occupants ont particulièrement senti ce séisme, les déformations restent à un niveau faible, ne mobilisant pas de non-linéarité et confirmé en cela par l'absence de dommages observés.

Evidemment, ces paramètres modaux correspondent à la réponse de la structure sous petite déformation. Le principe de non-linéarité observé dans les structures subissant des mouvements forts imposent que les paramètres modaux du modèle élastique ne sont pas constants avec l'amplitude de la sollicitation (Cf. Section 4.3). Cependant, il est possible par cette méthode de définir un modèle élastique d'une structure existante, en s'affranchissant de toutes les difficultés liées à la méconnaissance de la structure.

#### 4.4.6 Modifications structurelles et variations de fréquences: application au risque sismique

Housner affirme que la fréquence propre mesurée est le paramètre le plus informatif (*the single most informative fact*) à propos de la structure interne des bâtiments. Les déformées modales sont également d'une importance capitale car elles déterminent la répartition des efforts dans la structure [171]. Nous avons vu que la fréquence, directement liée à la rigidité de la structure, est un indicateur traduisant l'état de la structure. Ce dernier peut évoluer en fonction d'un ren-

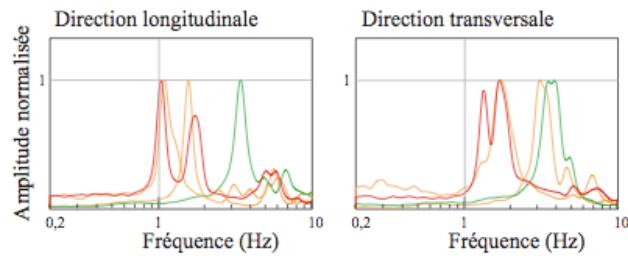


Figure 75: Exemple de la variation de la fréquence obtenue par vibrations ambiantes en fonction de l'état d'endommagement des structures de Boumerdes suite au séisme du même nom (Algérie, Mw=6.8, 21 mai 2003. En rouge les bâtiments endommagés, en vert ceux non endommagés et en orange ceux classés entre les deux lors des inspections post-sismiques (d'après [111]).

forcement ou d'une détérioration des éléments assurant la rigidité de l'ouvrage. Par exemple, on peut observer Fig. 75 l'évolution de cette fréquence avec l'endommagement subi par des structures algériennes lors du tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 (Mw=6.3). Dunand et al. [111] ont ainsi montré que la chute de fréquence mesurée par bruit de fond est proportionnelle au degré de dommage relevé par des experts. Elle devient ainsi un indicateur simple permettant de classer chaque structure en fonction de son état post-sismique.

L'efficacité d'un renforcement ou d'une rénovation peut également être mesurée par bruit de fond. C'est le cas du bâtiment des archives de la Martinique où un renforcement structural a apporté une rigidité supplémentaire à la structure, détectable par vibrations ambiantes [109].

Les instrumentations accélérométriques des structures californiennes ou d'autres pays à forte sismicité ont pour objectif principal l'observation de séismes forts (e.g.  $PGA > 10^{-2}g$ ) qui engendrent des endommagements parfois importants. Pour des régions à sismicité modérée, il peut être envisagé d'utiliser des données de mouvements forts provenant de ces pays pour prédire le comportement des structures. Mais on peut douter de la représentativité d'une telle démarche. Une première analyse sur le bâtiment des archives départementales de la Martinique a été réalisée. Sous bruit de fond ( $10^{-4}g$  au sommet du bâtiment) et sous séismes (accélération maximale testée  $10^{-2}g$  au sommet du bâtiment), la fréquence de la structure change de moins de 2%, ce qui reste négligeable [109]. On peut également s'interroger sur la capacité des mesures de vibrations ambiantes à prédire des endommagements, en particulier dans des pays à sismicité modérée. En effet, il peut être intéressant d'évaluer si une limite admissible avant apparition des premiers dommages est atteinte, puisque les séismes modérés ne vont pas provoquer des dommages considérables. Par exemple, Boutin et al. [49] ont montré l'efficacité des mesures des fréquences et des amortissements sous vibrations ambiantes pour évaluer la limite élastique au-delà de laquelle la structure commencerait à s'endommager et donc à subir des déformations irréversibles. Cette approche a été depuis reprise par Michel [251] en évaluant sur la base des paramètres modaux sous vibrations ambiantes un seuil d'apparition des premiers dommages, calé sur le calcul de la déformation inter-étage limite en tout point d'une structure. Cette approche sera abordée dans la dernière partie de ce document.

## 4.5 Mesures des vibrations ambiantes en structure

Afin de répondre aux besoins instrumentaux en structure, une station d'acquisition multi-voies a été conçue et un brevet industriel a été déposé [70]. Développée en partenariat avec la société LEAS (Fig. 76), elle permet d'enregistrer simultanément et de façon synchrone jusqu'à 6 capteurs 3 composantes, soit 18 voies. Les capteurs utilisés sont des vélocimètres Lennartz de période 5 secondes, assurant une réponse plate entre 0.2 et 50 Hz.



Figure 76: Station CityShark II connecté à un capteur 3 composantes Lennartz 5 secondes.

La datation des échantillons se fait par un TCXO crystal tandis que la numérisation est réalisée grâce à un convertisseur 24-bit Delta Sigma ADC (un pour chaque triplet de 3 voies), la fréquence d'échantillonnage pouvant être choisie entre 1 Hz et 500 Hz. La dynamique varie entre 108 dB à 100 Hz et 90 dB à 250 Hz, le signal pouvant être amplifié par un gain variable compris entre 1 et 8192 (par exposant 2). Le niveau du bruit électronique atteint au maximum 2/131072 points à 100Hz et à gain 1s jusqu'à 1600/131072 points à gain 8192. Grâce à ce faible niveau de bruit, et couplé aux capteurs Lennartz 5 secondes, la CityShark II permet d'enregistrer des vibrations de faible amplitude. L'alimentation est assurée par une batterie embarquée dans la station et rechargeable en externe ce qui lui confère une souplesse d'utilisation indispensable lors d'expériences temporaires.

Les données sont stockées sur une carte flash incorporée à la station et ensuite introduite dans un ordinateur pour la récupération et le traitement des données. Les fichiers sont au format ASCII, avec une entête décrivant l'acquisition et ensuite la numérisation en trois colonnes: composante verticale puis la première et la deuxième composante horizontale.

Grâce aux 18 voies, il est possible de mettre autant de capteurs que nécessaire, en fonction des modes et des comportements que l'on souhaite identifier. D'autre part, en fonction des fréquences recherchées, la souplesse d'utilisation de la station permet d'imposer une fréquence d'échantillonnage du double de la fréquence maximale et une durée d'enregistrement permettant au moins 20 périodes d'enregistrement: par exemple, pour une fréquence de 1 Hz, la fréquence d'échantillonnage sera au minimum de 20 Hz (condition de Shannon) et l'enregistrement au moins de 10 secondes. Pour s'assurer d'une bonne identification des fréquences généralement utiles en génie civil, on choisit une fréquence de 200 Hz et un enregistrement de 15 minutes pour obtenir une représentation statistique de l'identification.

D'autres matériels sont disponibles dans le commerce, tels que des accéléromètres piézo-métriques ICP de sensibilité 80  $\mu\text{m/s}^2$  (8.10-6g), présentant une excellente linéarité dans

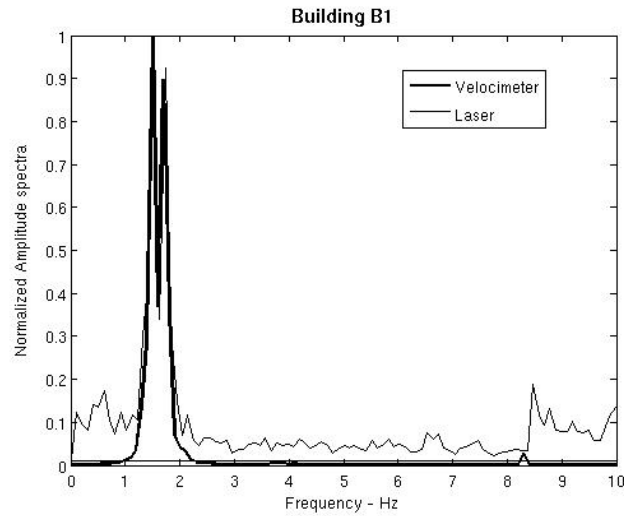


Figure 77: LASER utilisé pour la mesure à distance de la vibration d'une structure. (b) Spectre de puissance au sommet de la structure par mesure vélocimétrique classique et par LASER (d'après [150]).

la bande 0-2 kHz. Leur encombrement est faible mais néanmoins la centrale d'acquisition et l'alimentation nécessitent une installation plus lourde. Il existe également des développements de matériel sans fil, à transmission en continu des enregistrements mais peut être mieux adaptés à de la surveillance permanente d'ouvrage (*Structural Health Monitoring*).

Dans tous les cas, il est nécessaire de pénétrer dans la structure et l'installation des dispositifs prend un certains temps. En intervention post-sismique, lorsque des bâtiments endommagés par le choc principal doivent être évalués alors qu'ils subissent de nombreuses répliques, cette intervention peut être dangereuse. C'est pourquoi une tentative a été menée afin de connaître les capacités des mesures vélocimétriques par LASER terrestre, à distance et sans avoir accès à la structure [150]. Les premiers résultats (Fig. 77) montrent une très bonne correspondance entre les mesures vélocimétriques classiques et le LASER, en particulier pour l'estimation de la fréquence de vibration de la structure. Ce paramètre, comme nous l'avons noté précédemment, donne une information essentielle sur l'état de la structure et des applications en période post-sismique peuvent être envisagées naturellement pour l'estimation des dommages.

## 4.6 Conclusions

La connaissance des propriétés dynamiques d'un bâtiment existant est un processus indispensable dans l'évaluation de son comportement sous séisme et de sa vulnérabilité. Dès que l'on parle de bâti ancien, le manque d'informations disponibles et le nombre d'incertitudes rendent son évaluation difficile. On montre ici que les vibrations ambiantes sont une alternative intéressante à la fois pour connaître la fréquence fondamentale de la structure, son amortissement mais également ses modes de déformations et donc son fonctionnement sous séisme. Ces paramètres traduisent un état de la structure, à relier à son niveau d'endommagement (post-sismique) ou à l'influence d'une rénovation (pre-sismique), et peuvent fournir un modèle modal équivalent. Cette dernière approche permet alors de simuler le comportement de la structure

soumis à un séisme de référence pour en simuler sa déformation. Ces procédés peuvent aussi intervenir dans les processus de simulation push-over ou pour caler des modèles numériques explorant des comportements non-linéaires (grandes déformations).

Cependant, on constate que des variations de fréquence dans les structures testées apparaissent. Certes, on sait que lorsqu'une structure s'endommage, les valeurs des paramètres modaux sont affectés par ces changements de rigidité, mais des variations transitoires, sur des instants courts, apparaissent également. Ces variations peuvent être rapides et il faut alors se doter d'outils précis afin de les observer, et comprendre leur signification physique. Par ailleurs, il reste des points de blocages scientifiques qui sont autant de défis à relever pour les prochaines années : quelle est la représentativité de l'amortissement mesuré, comment définir le comportement global linéaire et non-linéaire à partir des vibrations ambiantes, comment remonter aux propriétés mécaniques de la structure, comment alléger le dispositif expérimental et enfin quelle est le comportement d'une structure de type française sous séisme, autant d'interrogations qui nécessiteront l'acquisition de nouvelles données.

## 5 Vulnérabilité physique du bâti existant: méthodes empiriques et expérimentales

Tous les séismes récents (Northridge, 1994 ; Kobe, 1995 ; Ismit, 1999, Taïwan, 2001 ; Boumerdes, 2003 ; Bam, 2003) ont montré que dans les centres urbains où se concentre la plus grande partie de la population mondiale, les immeubles et les infrastructures en grand nombre sont particulièrement exposés aux pertes économiques et humaines. Suite à ces crises, il est apparu que réduire le risque sismique devenait une priorité pour les politiques de gestion de crise. Une des solutions est la réalisation de scénarii sismiques qui évaluent les effets de l'aléa sur l'environnement.

Outre l'aspect économique qui ne sera pas abordé dans ce document, l'évaluation du risque sismique impose d'avoir une évaluation de l'aléa probable mais également une représentation de la qualité sismique du bâti : c'est l'objectif des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Cette évaluation :

1. permet l'estimation des dommages prévisibles aux personnes et aux biens, occasionnés par un séisme de scénario,
2. contribue à la représentation à chaud et à froid de la distribution des effets sur une zone urbaine, pour envisager les moyens de secours à mettre en place juste après un séisme,
3. permet à froid d'identifier les bâtiments les plus vulnérables qui pourraient bénéficier d'un renforcement.

Ce dernier point, sans aucune évaluation des dommages et des pertes, a l'avantage de pouvoir hiérarchiser les priorités en terme d'aménagement et d'identifier les secteurs les plus sensibles aux secousses sismiques. Purement relatif, cet objectif, une fois atteint, améliore la connaissance du bâti de la zone étudiée et donne les bases d'une étude de vulnérabilité exhaustive. L'échelle étudiée peut être celle d'un pays, d'une région, d'une commune ou d'un parc immobilier (par exemple, l'ensemble des écoles ou des bâtiments stratégiques d'une région). Ce type d'estimation peut intéresser les propriétaires d'un parc immobilier au sens large (Etat, offices HLM, villes...) ainsi que les assureurs. L'état et les propriétaires de parcs immobiliers peuvent utiliser ces résultats pour conduire une politique visant à réduire le risque. Une étude de vulnérabilité sismique à grande échelle est donc le premier pas vers la détermination des bâtiments et des réseaux (routes, électricité, gaz...) nécessitant un diagnostic approfondi et des confortements éventuels.

C'est un exercice périlleux et une gageure lorsque l'on décide de traiter une ville dans son ensemble. La quantité des ouvrages et la variabilité des types de construction sont généralement importantes, en particulier pour les régions européennes. De plus, la connaissance du comportement d'une structure ancienne est souvent impossible par manque d'informations disponibles sur la conception et la qualité des matériaux de construction. Il est encore plus difficile d'essayer de modéliser le comportement d'une structure ancienne ne connaissant pas les lois de comportement et les principes constructifs qui ont été suivis lors de sa construction. En effet, on sait évaluer comment se comporte une structure qui respecte toutes les dispositions constructives et les règles de l'art : c'est la procédure de dimensionnement. Mais qu'en est-il d'une structure pour laquelle les dispositions constructives n'ont pas (ou partiellement) été respectées et qui ne peut être associée à un modèle *réglementaire* de comportement: c'est la phase de diagnostic sismique ou d'analyse de vulnérabilité.

C'est certainement pour réduire ces difficultés que de nombreuses méthodes empiriques ont été développées, basées sur des approches probabilistes ou déterministes. Dans la plupart des cas, ces méthodes ont été établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant le niveau de dommage observé en fonction de la nature de la construction. Cette approche permet en plus de réduire considérablement les incertitudes sur l'estimation des dommages [305]. De fait, toutes ces méthodes (e.g., HAZUS [123], GNDT [136], RiskUE [290]...) ont été publiées dans des pays à forte sismicité, ayant subi des dommages récents importants : elles ont en général été initiées afin de prévoir ou d'inventorier la capacité sismique du bâti existant à résister à un séisme futur. Mêmes empiriques, les niveaux forts d'aléa ont néanmoins justifié l'établissement de méthodes ayant des coûts de réalisation difficilement mobilisables pour des régions à plus faible sismicité telle que la France, l'Espagne, le Portugal ou la Suisse. Pourtant, ces pays, dans leur logique préventive en matière de risque sismique, ont un réel besoin d'évaluation de leur vulnérabilité.

Lorsqu'on envisage de réaliser une analyse de la vulnérabilité à grande échelle, deux points doivent être discutés :

1. Avec quelle méthode va-t-on calculer la vulnérabilité du bâti ? Va-t-on se baser sur une méthode en intensité, en accélération spectrale ? Ce choix est essentiellement lié au paramètre retenu pour la représentation de l'aléa.
2. Comment va-t-on affecter une fonction d'endommagement aux différents bâtiments de la zone d'étude : de façon déterministe ou statistique, en se basant uniquement sur la typologie ou en prenant en compte des facteurs structuraux ? Ce choix dépend essentiellement de l'investissement disponible, de l'hétérogénéité structurale de la zone d'étude et de sa surface.

Par exemple, certaines études peuvent approfondir le calcul de la fonction d'endommagement par typologie à l'aide de méthodes sophistiquées (calculs non-linéaires par exemple), tandis que d'autres vont se focaliser sur la recherche de paramètres structuraux caractérisant mieux l'état de la structure ou sur la méthode de répartition des fonctions d'endommagement aux différents bâtiments. Ces choix doivent se faire non seulement en fonction des capacités financières de l'étude mais également dans un souci de cohérence. Le choix des méthodes et des fonctions d'endommagement va donc conditionner la précision de l'évaluation.

Il convient aussi de proposer des méthodes alternatives pour évaluer une vulnérabilité réaliste. Par réaliste, nous entendons une vulnérabilité qui puisse être évaluée pour un coût raisonnable face à la diversité, à l'hétérogénéité et au nombre de constructions à traiter, et une vulnérabilité qui représente au plus juste la capacité des structures à résister à un séisme. Il faut donc identifier pour chaque méthode proposée ses limites et ses incertitudes de façon à avoir une vision claire des résultats produits par chacune. En particulier, une valeur de vulnérabilité d'un bâtiment ou d'une zone urbaine doit être accompagnée d'une incertitude. Le type de méthode choisie dépend donc des objectifs à atteindre et des moyens disponibles, des données accessibles et des forces mobilisables (Fig. 78), l'incertitude (ou erreur) devant se réduire au fur et à mesure des moyens mobilisés.

La plupart des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique repose sur des approches statistiques ou probabilistes qui permettent à grande échelle de représenter les conséquences d'un séisme sur une zone urbaine. Ces méthodes, détaillées dans la première partie, définissent l'agression sismique par une intensité macrosismique, puisqu'elles sont quasiment toutes

	<div><div>moyens mis en œuvre</div><div><div>-</div><div>coûts</div><div>→ +</div></div></div>					
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels	
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis des experts	Mesures et essais	Calculs analytiques simples	Analyse numérique – modélisation –
Applicabilité	Ville–Commune–Quartier <i>Grenoble</i> <i>Centre Ville</i>		Pares immobiliers – <i>HLM-Ecoles</i>		Bâtiments Stratégiques <i>Centrales Nucléaires</i>	
Moyens humains	Etudiants-Techniciens-Architectes-Ingénieurs-Ingénieurs confirmés-Chercheurs					

Figure 78: Différentes méthodes et différents niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant.

basées sur des observations post-sismiques de dommages. Dans un pays à sismicité modérée, où généralement les données post-sismiques sont inexistantes, il convient d'y adapter une méthode d'un pays à forte sismicité. Respectant les recommandations faite par le groupe AFPS sur la vulnérabilité du bâti existant [85], une méthode, décrite dans une deuxième partie, a été proposée et appliquée à Grenoble, respectant le réalisme nécessaire à ces méthodes, à savoir une évaluation juste de la vulnérabilité indiquant ainsi les incertitudes inerantes à l'empirisme et réalisable pour un coût adapté au niveau de sismicité.

L'intensité, c'est-à-dire l'agression sismique avec laquelle ces méthodes sont définies, caractérise le ressenti de la population ainsi que les conséquences sur les constructions. Cette définition de l'aléa, indispensable pour caler les données historiques de dommage et les courbes de vulnérabilité, ne traduit pas les variabilités particulières du mouvement sismique. Il existe bien des relations empiriques afin de passer des intensités aux accélérations ou des méthodes largement empiriques pour moduler l'intensité en tenant compte des effets de site (voir Partie 2, Fig. 14). Malheureusement, ces méthodes restent très approximatives et dans la recherche de réduction des incertitudes sur la chaîne du risque, il semble indispensable de caractériser l'aléa par un processus plus physique. C'est aussi la tendance actuelle de travailler au niveau réglementaire sur des spectres de réponse qui, même imparfaits, introduisent naturellement le contenu fréquentiel du mouvement du sol. On peut aussi envisager d'utiliser des accélérogrammes complets afin de tenir compte, et du contenu fréquentiel complet, et de la phase et du caractère tri-dimensionnel du mouvement sismique. Les méthodes empiriques basées sur l'inspection visuelle des structures ne sont plus alors adaptées à cette définition de l'aléa et il convient de trouver un moyen de caractériser le bâti existant à l'aide de modèles simples, reproductibles à l'échelle de la ville.

Une alternative intéressante consiste à utiliser les vibrations ambiantes enregistrées dans les structures. Ces vibrations, utilisées depuis de nombreuses années pour caractériser les paramètres dynamiques des structures, et leur intérêt sont décrits dans la partie précédente de ce document (Partie 4). Différentes méthodes d'analyse peuvent être utilisées pour remonter aux paramètres modaux des structures. Cette troisième partie s'attache aussi à montrer que même si les vibrations ambiantes caractérisent la structure sous faibles déformations, les



informations extraites comparées à celles décrivant le comportement de la structure sous mouvement fort (comme les séismes) permettent de définir un modèle de comportement des structures. Ces modèles sont décrits dans la quatrième partie, avec le souci de pouvoir ajuster aux paramètres des modèles analytiques simples. Sous petites déformations, ils reproduisent le comportement dynamique de la structure, en intégrant toutes ces informations, telles que le vieillissement, certaines dispositions constructives particulières, des niveaux de contreventement ou des endommagements, qui sont rarement accessibles pour le bâti ancien. Des modèles médians et leur écart-type définis par classe de structure laissent envisager des perspectives intéressantes pour simuler les conséquences d'un séisme sur une zone urbaine étendue.

Plusieurs exemples sont donnés dans cette partie, issus des articles suivants donnés en annexe:

1. Michel C., **Guéguen P.** and Causse M. **2009**. Seismic vulnerability of existing building based on experimental modal parameters. *soumis Bull. Earthq. Engng.*
2. Michel, C. and **Guéguen, P.** and El Arem, S. and Mazars, J. and Kotronis, P. 2009. Full scale dynamic response of a RC-building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling, *sous presse Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
3. **Guéguen P.**, Lutoff C., Davoine P. A., Taliercio G., Cotton F. et Cartier S. **2009**. Analyse de la vulnérabilité sismique dans un pays à sismicité modérée : le cas de Grenoble. Risques naturels et environnement. Becerra S., Peltier A. Editeur, Risques et environnement: recherches interdisciplinaires sur la vulnérabilité des sociétés, Paris: L'Harmattan, 575 pages, 285-301.
4. **Guéguen P.**, Michel C. and LeCorre L. **2007**. A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions: application to Grenoble (France), *Bull Earthq. Engng.*, 4(3), 467-490.
5. Combescure D., **Guéguen P.** and Lebrun B. **2005**. Vulnérabilité sismique du bâti existant: approche d'ensemble. Cahier technique AFPS, n°25, juillet 2005, 121 pages.

## 5.1 Vulnérabilité empirique: échelle de la ville et inventaire sismique

L'analyse de la bibliographie met en évidence l'importance du qualitatif sur le quantitatif dans les études de vulnérabilité à grande échelle. La majorité des méthodes utilisées à l'étranger se base ainsi, d'une part, sur l'utilisation de fiches de relevés et, d'autre part, sur la définition de typologies de bâtiments. En effet, le comportement sismique d'un bâtiment dépend notablement des techniques et des matériaux employés pour sa construction. Un bâtiment en maçonnerie est, a priori, plus vulnérable qu'un bâtiment en béton armé, un portique en béton armé plus vulnérable qu'un bâtiment à murs porteurs en béton armé, etc.. Des typologies sont ainsi définies et classées suivant leur comportement sismique. Au sein d'une même typologie, le comportement sismique peut varier fortement selon, par exemple, le nombre d'étages de la structure, sa régularité ou son irrégularité en plan et en hauteur, etc... La plupart des méthodes essaie donc d'inclure ces facteurs dans l'évaluation de la vulnérabilité. Des fiches de relevés sont ensuite utilisées pour repérer ces différents facteurs et/ou classer les bâtiments dans l'une des typologies prédéfinies. Avant toute analyse de vulnérabilité, il faut donc déjà analyser les différents types de structures présentes sur le site d'étude.

Ces méthodes évaluent l'impact du séisme sur chaque type de construction. Il faut aussi pouvoir classer les dommages soit selon une échelle de destruction, soit en fonction d'un niveau de performance (par exemple non-effondrement et fonctionnalité) comme pour la méthode américaine. Parmi les pratiques observées, deux approches se détachent, l'une probabiliste, l'autre déterministe, qui seront illustrées par les méthodes américaines et européennes. Elles sont sommairement présentées ici, les documents d'origine étant présentés dans les références bibliographiques.

### 5.1.1 Les méthodes probabilistes

Présentée comme une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages, celle utilisant les matrices de probabilité de dommages (ou *DPM* : Damage Probabilistic Matrix) sont issues directement du retour d'expérience et des estimations de dommages post-sismiques. Elles reposent sur la définition d'une typologie des constructions et la caractérisation des dommages à l'aide d'une fonction de probabilité. La prédiction des dommages s'exprime selon une probabilité d'observer un niveau de dommage pour une intensité donnée. En général, le niveau sismique est exprimé par une intensité (MMI, MSK ou EMS98) pour laquelle l'importance des dommages suivant la typologie est donnée par un niveau (ou degré) de l'échelle de dommage. A chaque type de construction correspond une *DPM* qui exprime la fréquence d'atteindre un taux de dommage si un séisme d'un certain niveau se produit. Des exemples de *DPM* sont donnés par Withman et al. [352] et Braga et al. [51], [52].

Aux Etats-Unis, depuis le début des années 80, de nombreux rapports traitant de la vulnérabilité sismique du bâti existant ont été publiés par le Applied Technology Council (ATC) puis en général repris par la Federal Emergency Management Agency (FEMA). L'ensemble de ces rapports a contribué à établir une typologie standard américaine, des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité basées sur des fiches de relevés ainsi que des matrices de dommages issues de retours post-sismiques. On distingue deux approches différentes :

1. La première consiste à utiliser des courbes de vulnérabilité établies en fonction de la typologie de la construction, modulo sa hauteur (Tab. 3). La méthodologie adoptée pour la définition des courbes de vulnérabilité (ou fragility curves) est présentée en détail dans [16]. Le dommage probable est exprimé selon une échelle comportant 7 niveaux. Pour chaque couple type de construction/niveau de dommages, les courbes de vulnérabilité sont obtenues en fonction d'une fonction  $f$  de densité probabiliste *pdf* calée sur des observations post-sismiques. Puisque le séisme est défini en fonction d'une intensité parmi les 12 que compte l'échelle *IMM*, 12 fonctions  $f$  sont définies. En connaissant la *pdf*, la probabilité de dépasser un niveau de dommage pour chaque typologie est donnée par:

$$P[\text{dommage} \geq df / IMM] = \int_0^{I_{IMM}} \frac{1}{I_{IMM} \sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln I_{IMM} - m_x}{\sigma_x}\right)^2\right] dI_{IMM} \quad (40)$$

Les valeurs moyennes  $m_x$  et les écarts types  $\sigma_x$  sont donnés pour chaque type de structure et chaque niveau de dommage. Par exemple, pour les 12 types de constructions en béton armé (Tab. 3), les valeurs de  $m_x$  et  $\sigma_x$  sont données Tab. 4 en fonction des six niveaux de dommage (D1=0.1%, D2=1%, D3=10%, D4=30%, D5=60%, D6=99%).

A partir de ces coefficients et de l'intensité *IMM*, les courbes de vulnérabilité peuvent être tracées pour chaque typologie (Fig. 79) donnant ainsi la probabilité de dépasser un taux de dommage pour une intensité donnée.

	Hauteur faible	Hauteur moyenne	Hauteur importante
<i>Portiques avec murs de contreventement</i>	1	2	3
<i>Murs porteurs en BA</i>	4	5	6
<i>Portiques haute ductilité</i>	7	8	9
<i>Portiques faible ductilité</i>	10	11	12

Table 3: Typologie Américaine des méthodes probabilistes (d'après [124]).

	D1		D2		D3		D4		D5		D6	
	$m_x$	$\sigma_x$	$m_x$	$\sigma_x$	$m_x$	$\sigma_x$	$m_x$	$\sigma_x$	$m_x$	$\sigma_x$	$m_x$	$\sigma_x$
1	1.71	0.089	1.88	0.07	2.23	0.07	2.45	0.069	2.84	0.15	2.84	0.15
2	1.71	0.099	1.88	0.065	2.17	0.059	2.37	0.07	2.75	0.179	2.84	0.15
3	1.72	0.089	1.85	0.064	2.14	0.065	2.33	0.04	2.50	0.059	2.83	0.15
4	1.70	0.080	1.87	0.060	2.17	0.059	2.37	0.059	2.71	0.159	2.83	0.15
5	1.65	0.089	1.82	0.09	2.12	0.059	2.33	0.079	2.58	0.099	2.83	0.15
6	1.63	0.089	1.80	0.07	2.07	0.079	2.25	0.059	2.44	0.069	2.83	0.15
7	1.87	0.030	1.97	0.05	2.27	0.059	2.42	0.02	2.83	0.15	2.83	0.15
8	1.72	0.089	1.88	0.065	2.20	0.065	2.44	0.05	2.83	0.15	2.83	0.15
9	1.78	0.050	1.89	0.04	2.15	0.068	2.40	0.079	2.80	0.188	2.83	0.15
10	1.61	0.100	1.79	0.075	2.08	0.05	2.28	0.079	2.71	0.188	2.75	0.09
11	1.53	0.100	1.77	0.09	2.07	0.05	2.25	0.079	2.46	0.05	2.75	0.09
12	1.62	0.100	1.78	0.085	2.05	0.069	2.25	0.059	2.43	0.059	2.80	0.09

Table 4: Valeurs des  $m$  et  $\sigma$  pour les 12 classes de construction en Béton Armé (d'après [124])

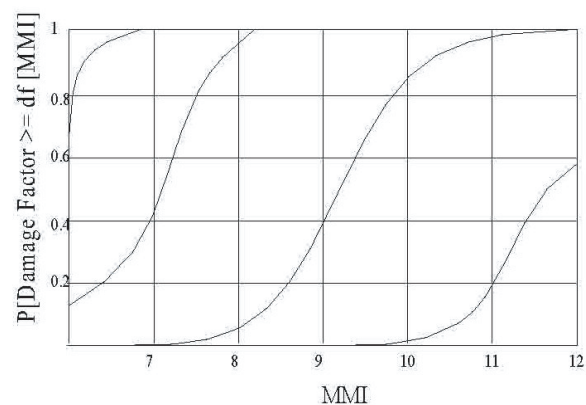


Figure 79: Exemple de fonction de probabilité d'endommagement (d'après [124]).

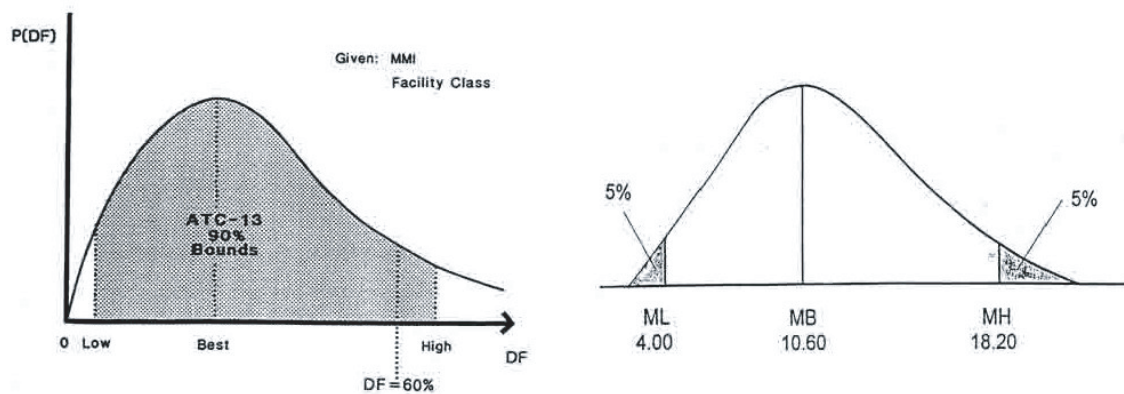


Figure 80: Exemple de fonction de probabilité d'endommagement pour une probabilité de dommage de 60% pour une intensité donnée (d'après [245])

2. La deuxième utilise des paramètres structuraux qui modulent la vulnérabilité de la structure. La typologie américaine a été publiée dans l'ATC21 [1] puis reprise dans le rapport 154 de la FEMA en 1988 [124]. Si on tient compte des subdivisions suivant la hauteur et l'année de construction, l'ATC 21 comporte plus de 90 typologies différentes qui rendent difficile son utilisation. Une fois la typologie définie, l'indice de vulnérabilité de base de chacune des typologies (appelé *BSH*) est modulé en fonction des critères structuraux relevés lors de l'analyse visuelle. Ces critères sont par exemple la présence de poteaux courts, le nombre d'étages, les irrégularités et les conditions d'entretien. Une note (ou "score modifier") est attribuée à chacun de ces critères de vulnérabilité. Le résultat du relevé est donc une note - ou critère de vulnérabilité global - permettant d'estimer la vulnérabilité sismique du bâtiment. Il est important de noter que l'indice de vulnérabilité de base *BSH* dépend de la sismicité du site. La dépendance a priori peu intuitive de la vulnérabilité et de la zone de sismicité s'explique par le fait que la note obtenue à l'aide des fiches de relevés de l'ATC 21 donne directement la probabilité de dépassement d'une valeur de dommage de 60% [245] et inclut donc implicitement l'aléa dans l'analyse du bâtiment (Fig. 80).

Dans les deux cas, le dommage est exprimé en fonction d'une probabilité de dépassement d'une valeur donnée.

En Italie, plusieurs matrices de probabilité de dommage (*DPM*) ont été adaptées aux typologies courantes italiennes. A l'origine, elles ont été établies grâce aux relevés de dommages effectués après le séisme d'Irpinia du 23 novembre 1980. Depuis, elles ont été adaptées ou modifiées suite à plusieurs séismes italiens. La description des *DPM* est proposée par Braga et al. [51], [52]. Une première classification des typologies a été établie en tenant compte des matériaux et des techniques de constructions ainsi que de leur comportement sismique observé pendant des séismes destructeurs. Des études statistiques montrèrent que seuls le type des éléments verticaux et horizontaux du système porteur contrôlaient le niveau de dommage. A partir de ce constat, une typologie comprenant seize éléments a été définie (Tab. 5), en combinant les éléments verticaux et horizontaux, en conformité avec les structures recensées au cours des enquêtes de terrain.

Une fois les typologies et la description des dommages établies sur une échelle comprenant

	Vertical	Horizontal
1	<i>Pierre brutes</i>	<i>Voûte</i>
2	<i>Pierre taillée</i>	<i>Bois</i>
3	<i>Maçonnerie</i>	<i>Acier</i>
4	<i>Béton armé</i>	<i>Béton armé</i>

Table 5: Identification des typologies italiennes basées sur les éléments structuraux verticaux et horizontaux (d'après [51]).

8 niveaux, les matrices de probabilité de dommages (*DPM*) ont été produites sur la base des observations post-sismiques. Elles dépendent de l'intensité *MSK* et du taux de dommages atteint (Tab. 6).

MSK	Nbr de structure recensées	1	2	3	4	5	6	7	8
6	1870	81.55	12.03	4.33	1.07	0.7	0.32	0	0
7	1170	63.33	22.05	7.01	3.33	2.39	1.2	0.34	0.34
8	243	31.78	19.83	9.62	9.04	11.66	7.87	2.04	8.16

Table 6: Matrice de probabilité de dommage pour chaque élément de la typologie italienne (d'après [51]).

L'échelle Macro-Sismique Européenne EMS98 [139] est aussi une méthode probabiliste au sens où elle prédit un pourcentage de bâtiments d'une certaine classe dans un niveau de dommage pour une intensité donnée. Elle présente l'avantage de définir un standard européen, en particulier pour la classification des constructions et l'échelle de dommage (Fig. 81). Basée sur des retours d'expériences en Europe, l'EMS 98 [139] a introduit des notions de conception des structures, en distinguant le degré de conception parasismique (sans, moyen, bon) pour les structures en béton, des systèmes de renforcement employés pour les structures en maçonnerie. A l'origine, l'échelle d'intensité macrosismique EMS 98 a été établie afin d'estimer les dommages observés sur différents types de structure. Cette méthode utilise l'intensité comme donnée d'entrée du séisme. Elle est définie pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les objets et les humains. Dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité, son application est détournée au sens qu'on décrit les dommages probables en fonction de l'intensité, sur la base des répartitions statistiques des dommages passés observés par typologie.

Les différentes typologies sont présentées Figure 81, leur détail étant disponible dans le document EMS98 [139]. Simultanément, pour chaque type de construction est attribuée une classe de vulnérabilité la plus probable et l'intervalle des classes probables, introduisant ici la notion d'incertitude. L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage. Les Figures 82 et 83 donnent respectivement la définition de ces 5 degrés de dommage pour les bâtiments en maçonnerie et en béton armé. Purement qualitative, elle décrit la nature des dommages observables. Leur estimation en fonction de l'intensité est donnée dans le tableau 7. Les notions de quelques, nombreux et la plupart sont représentées sur la Figure 84.

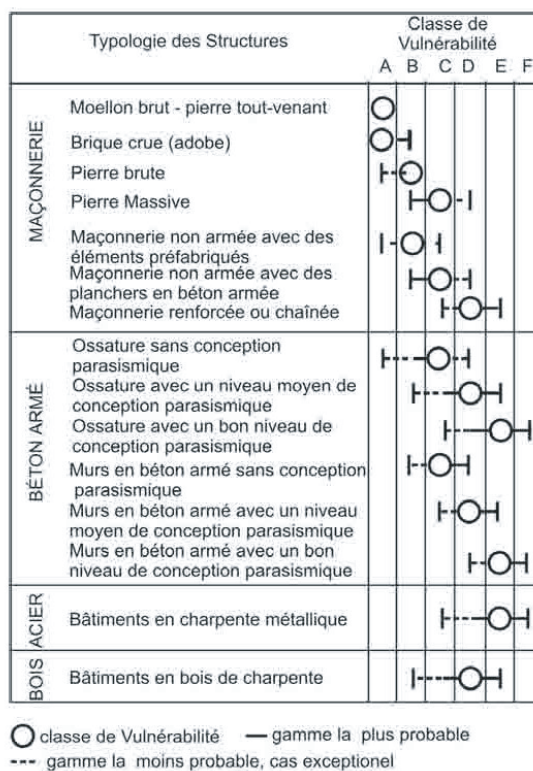


Figure 81: Typologie de l'échelle européenne macrosismique EMS98 et classes de vulnérabilité associée (d'après [139]).

Degrés d'intensité	Description
<b>Intensité V:</b> Fort	Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B
<b>Intensité VI:</b> Dégâts légers	Dégâts de degré 1 de nombreux bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 2 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité C
<b>Intensité VII:</b> Dégâts	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 1
<b>Intensité VIII:</b> Dégâts importants	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2
<b>Intensité IX:</b> Destructions	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2
<b>Intensité X:</b> Destructions importantes	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A subit des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2
<b>Intensité XI:</b> Catastrophe	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A et B subit des dégâts de degré 5 La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité C subit des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3

Table 7: Echelle de dommage EMS98 (d'après [139]).






Classification des dégâts aux bâtiments en MAÇONNERIE	
	<b>Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structuraux)</b> Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rare cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	<b>Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</b> Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grand morceau de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	<b>Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)</b> Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles se détachent du toit. Fracture des cheminées à la jonction avec le toit. Défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons).
	<b>Degré 4 : Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</b> Défaillance sérieuse des murs, défaillance structurale partielle des toits et planchers.
	<b>Degré 5 : Destruction (Dégâts structuraux importants)</b> Effondrement total ou presque total.

Figure 82: Définition des niveaux de dommage des bâtiments en maçonnerie selon l'Echelle Macrosismique Européenne (d'après [139]).

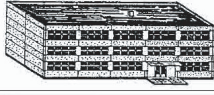
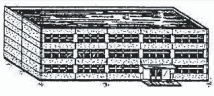

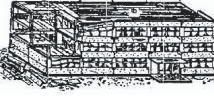

Classification des dégâts aux bâtiments en BETON ARME	
	<b>Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structuraux)</b> Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages..
	<b>Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</b> Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	<b>Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)</b> Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.
	<b>Degré 4 : Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</b> Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; perte de l'adhérence acier-béton ; basculement des poteaux. Ecrasement de quelques poteau ou d'un étage supérieur.
	<b>Degré 5 : Destruction (Dégâts structuraux très importants)</b> Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Figure 83: Définition des niveaux de dommage des bâtiments en béton armé selon l'Echelle Macrosismique Européenne (d'après [139]).



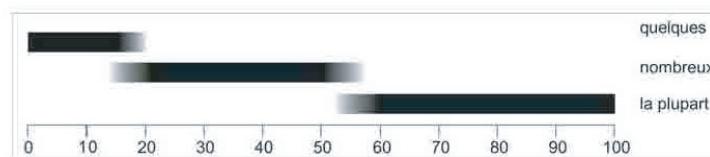


Figure 84: Fonction de probabilité d'endommagement (d'après [139]).

### 5.1.2 Les méthodes déterministes

Même si le même nom est souvent utilisé dans la littérature, il faut distinguer une seconde famille de courbes de vulnérabilité qui donnent le dommage moyen en fonction du niveau sismique (en intensité ou en accélération) et non plus une probabilité de dépasser un niveau de dommage donné. Cette approche est dite déterministe car la structure est analysée en tant que telle, même si cette approche n'a un sens que statistiquement, c'est-à-dire pour un grand nombre de bâtiments étudiés. Le dommage moyen permet en effet de connaître le pourcentage de bâtiments dans un niveau de dommage donné. La fonction d'endommagement (ou courbe de vulnérabilité déterministe) est généralement définie par deux bornes limites d'agression sismique : la première donne le niveau d'agression correspondant à l'apparition des premiers dommages (la fissuration) ; la deuxième correspond à la destruction totale de la structure (la ruine). Pour des niveaux intermédiaires d'agression, le dommage moyen s'exprime en supposant un comportement linéaire de la fonction d'endommagement entre les deux bornes limites. Evidemment, cette fonction d'endommagement doit être représentative des caractéristiques structurales de chaque famille de construction, d'où la nécessité d'introduire la notion de typologie.

**Les méthodes américains.** Tandis que les méthodes probabilistes italiennes et américaines présentent de nombreuses similitudes, on distingue pour les déterministes deux approches réellement différentes. Aux Etats-Unis, des méthodes ont été proposées par la FEMA et l'ATC, dites méthodes FEMA 310 [2] et ATC 40 [4]. La méthode FEMA 310, présentée sous forme de guide, est le résultat de mises à jour des études antérieures. Trois niveaux d'évaluation sont proposés :

1. Le premier *de niveau 1 - Présomption de vulnérabilité* - vise à identifier les bâtiments qui n'atteignent pas un niveau de performance requis. Deux niveaux de performances sont proposés à savoir la sauvegarde des vies humaines (*SVH*) et la fonctionnalité immédiate (*FI*). Ces niveaux expriment en quelque sorte la classe de la structure au sens de la réglementation parasismique, en distinguant les bâtiments stratégiques (Classe D) des bâtiments non stratégiques (Classes A à C). Cette analyse de niveau 1 est menée en relevant pour chaque structure une série d'indicateurs qualifiant la structure (portant principalement sur le type de structure et des systèmes porteurs, les éléments non-structuraux, l'état de la structure et l'interface sol-fondation). Si des points vulnérables sont détectés, suivant le niveau de performance requis, la structure est déclarée conforme ou non-conforme. Dans ce dernier cas, une analyse de niveau 2 ou 3 est requise selon le nombre d'étages de la structure.
2. Le deuxième *de niveau 2 - Approche quantitative* - consiste à appliquer une méthode élastique linéaire simplifiée aux bâtiments déclarés non-conformes par la méthode de niveau 1. Par ce biais, les constructions non-conformes qui ne nécessitent pas de réhabilitation,

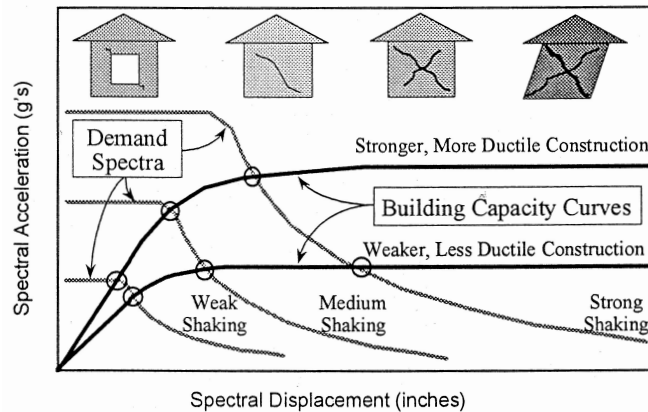


Figure 85: Principe de la méthode en déplacement dite du point de performance (d'après [1]).

et donc celles qui sont réellement vulnérables, sont identifiées. Pour ces dernières, une analyse de niveau 3 est alors envisagée.

3. Le troisième *de niveau 3 - analyse approfondie* - consiste à employer des méthodes statiques ou dynamiques linéaires ou non-linéaires au choix du responsable du diagnostic. Ces méthodes s'inspirent des travaux de l'ATC40. Applicable pour les constructions en béton armé, elle a été publiée aux Etats-Unis en 1986. Elle est innovante par rapport aux méthodes précédentes parce que la capacité d'une structure à atteindre ou non un point de performance s'exprime en fonction d'un déplacement et plus en terme de forces. Cette innovation fut établie à partir du constat que lors de sollicitations sismiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements dans la structure que des forces. Les courbes de capacité de déplacement (donc de déformabilité) sont tracées pour les bâtiments étudiés. En croisant la courbe de capacité de déplacement du bâtiment avec le déplacement maximal provoqué par le séisme, on obtient un point de performance de la structure qui comparé au niveau de performance à atteindre nous indique si la structure est vulnérable ou non (Fig. 85).

Tandis que pour les niveaux 1 et 2 la vulnérabilité est exprimée en fonction du niveau de sismicité, la vulnérabilité exprimée par les courbes de capacité du niveau 3 ne dépend plus que des caractéristiques des bâtiments et pas d'une agression sismique. Ces méthodes sont particulièrement appréciées et très en vogue depuis leur publication. Mais il apparaît évident que leur complexité et les méthodes de calcul pour obtenir les courbes de capacité imposent des compétences élevées en dynamique des structures.

**Les méthodes italiennes.** La méthode du GNDT italien [136], [301] a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé. Pour les premiers, la caractérisation de la vulnérabilité a été définie sur les dommages observés essentiellement dans deux villes italiennes (Venzone et Barrea) après un séisme destructeur (séisme d'Irpinia). Le nombre de constructions en maçonnerie ayant subi des dommages fut suffisamment important pour pouvoir établir des relations entre les caractéristiques structurales et le taux d'endommagement. Deux niveaux d'analyse étaient utilisés qui traduisaient la qualité et la quantité d'informations disponibles à partir du diagnostic visuel effectué par les enquêteurs. Le *niveau 1* consistait à

rechercher des informations générales facilement repérables sur la structure. Ils traitent de la localisation de la structure, de son usage et de son état de conservation, de sa géométrie et de ses matériaux de construction. Les deux derniers concernaient la surface et la hauteur de chaque étage, ainsi que la hauteur totale de la structure, et la nature des systèmes porteurs verticaux et des planchers. Le *niveau 2* caractérisait de façon plus précise la structure grâce aux 11 paramètres du tableau 8. Quand certains paramètres du niveau 2 ne pouvaient être renseignés, ils étaient évalués sur la base des informations de niveau 1.

Le mode opératoire utilisé pour la définition de cette méthode est le suivant.

1. Définition de l'indice de vulnérabilité  $IV_i$  à partir de 11 paramètres structuraux identifiés a priori comme participant à la vulnérabilité globale de la structure. Ces paramètres sont reportés dans le tableau 8.

	Paramètre	A	B	C	D	K
1	Type et organisation du système résistant	0	5	20	45	1.00
2	Qualité du système résistant	0	5	25	45	0.25
3	Résistance conventionnelle sous chargement horizontal	0	5	25	45	1.50
4	Localisation de la structure et fondations	0	5	25	45	0.75
5	Caractéristiques des planchers	0	5	15	45	Var
6	Irrégularité en plan	0	5	25	45	0.50
7	Irrégularité en élévation	0	5	25	45	Var
8	Distance entre murs	0	5	25	45	0.25
9	Caractéristiques des toitures	0	15	25	45	Var
10	Eléments non-structuraux	0	0	25	45	0.25
11	Etat de conservation	0	5	25	45	1.00

Table 8: Paramètres GNDT pour les bâtiments en maçonnerie et classes de vulnérabilité associée avec la pondération K (d'après [136]).

Pour chaque paramètre, les enquêteurs ont dû définir la classe de vulnérabilité  $IV_i$  comprise entre A et D. La moins vulnérable (A) traduit la conformité de ce paramètre vis-à-vis de l'intégrité de la structure, la plus vulnérable (D) traduit la situation la plus défavorable tandis que les classes B et C représentent des situations intermédiaires.

2. Calcul de l'indice de vulnérabilité de base  $IV$  comme la somme pondérée des  $IV_i$  et comparaison avec l'endommagement observé.
3. Pondération et ajustement des valeurs des indices  $IV_i$  en fonction de l'endommagement observé. Le résultat des étapes 1, 2 et 3 est reporté Tableau 8 où chaque paramètre structural est caractérisé par une classe de vulnérabilité, noté entre A et D, et par une pondération pour tenir compte de l'importance de chacun dans le comportement global. Pour les paramètres 5, 7 et 9, la pondération K varie entre 0.5 et 1, suivant la classe de vulnérabilité  $IV_i$  (i=5,7,9). L' $IV$  est normalisé par sa valeur maximale possible (cas le plus défavorable, égale à 382.5) pour exprimer l'indice de vulnérabilité sur une échelle comprise entre 0 et 100%.
4. Calibration des relations entre l'intensité sismique correspondant à l'apparition des premiers dommages ( $y_i$ ) et la classe de vulnérabilité de chaque structure.

5. Calibration des relations entre l'intensité sismique correspondant à la ruine des structures ( $y_c$ ) et la classe de vulnérabilité de chaque structure. Les étapes 4 et 5 sont directement issues des observations post-sismiques.
6. Définition de la fonction d'endommagement par une relation analytique.

Comme pour les bâtiments en maçonnerie, deux niveaux de relevés ont été établis dans le GNDT pour l'estimation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé. Le premier niveau est très similaire à celui de la maçonnerie si ce n'est la définition de la nature des éléments porteurs verticaux et horizontaux, des étages et de la toiture. Cette différence se traduit dans la définition des classes de vulnérabilité du paramètre 1 *Type et organisation de système résistant*. Le deuxième niveau était à l'origine similaire à celui des bâtiments en maçonnerie [18]. Les seules différences portent sur les paramètres 8 et 9 du tableau 8: tandis que pour les constructions en maçonnerie la distance entre murs et le type de toiture intervenaient dans le calcul de l' $IV$ , ils étaient remplacés par les paramètres éléments fragiles et éléments critiques vis-à-vis de la ductilité.

La différence majeure par rapport aux constructions en maçonnerie est la façon de calibrer les fonctions de dommage. Parce qu'il y avait un manque de données sur les dommages subis par les structures en béton armé, le niveau 2 a été testé sur 400 bâtiments publics localisés dans la région Emilia Romagna de l'Italie. Les courbes d'endommagement ont été évaluées en appliquant à chaque structure un modèle statique simplifié non-linéaire [132] , [131]. Les deux points limites des courbes d'endommagement (PGA pour l'apparition des premiers dommages et la ruine de la structure) ont été évalués à l'aide d'analyses Push-Over, chaque structure étant représentée par un système masses concentrées à  $n$  degrés de liberté, où  $n$  est le nombre d'étages.

Le dommage moyen est donné en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA). Le dommage moyen est nul jusqu'à la valeur d'accélération de début de dommage  $y_i$  et vaut 1 pour l'accélération de ruine  $y_c$ . Entre ces 2 valeurs, l'évolution est linéaire en fonction de l'accélération.

Dans des travaux plus récents, Giovinazi et Lagomarsino [220] proposent une formule permettant d'estimer le dommage moyen en fonction de l'intensité du séisme  $I$  et de l'indice de vulnérabilité  $IV$  calculé à l'aide de la méthode GNDT par la relation suivante (86):

$$D = 0.5 + 0.45 \arctan(0.55(I_{EMS98} - 10.2 + 0.05IV)) \text{ pour } 0 \leq d \leq 1 \quad (41)$$

**La méthode RiskUE.** Le projet RiskUE [290] consistait à traiter la vulnérabilité sismique de 7 grandes villes européennes de façon à permettre l'émergence d'une typologie commune plus détaillée que celle de l'EMS98 et des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Une méthode utilisée pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments courants a donc été développée par l'équipe de l'université de Gènes, partenaire du projet [306]. Elle repose sur l'évaluation d'un indice de vulnérabilité pour un bâtiment donné, indice qui est fonction de la typologie constructive RiskUE (Tab. 9) ainsi que de différents facteurs structuraux (proches de ceux du GNDT) susceptibles de modifier sa vulnérabilité. A partir de cet indice, il est possible de définir en fonction de l'intensité macrosismique EMS98 des courbes de vulnérabilité et de fragilité qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur un bâtiment.

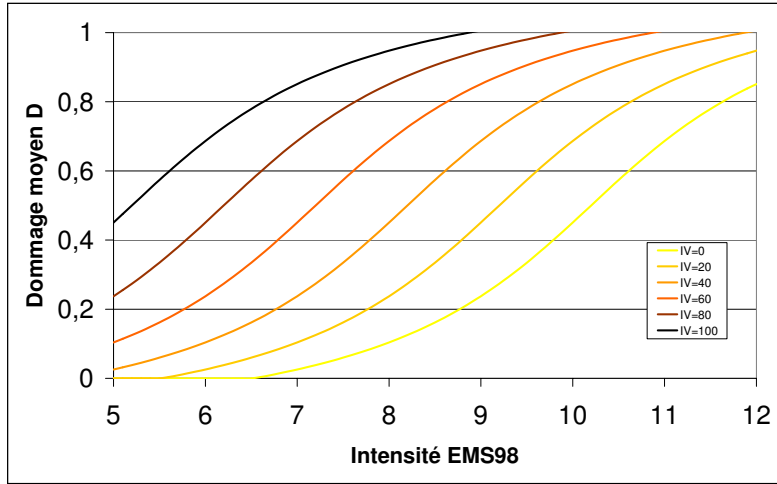


Figure 86: Fonction des dommages selon la méthode du GNDT.

Très proche de la méthode du GNDT (à laquelle participa activement l'équipe de Gènes), la méthode du niveau 1 définit pour chaque élément de la typologie RiskUE un indice de vulnérabilité la plus probable  $IV^*$  équivalent au *BSH* de la méthode américaine. Cette méthode a surtout l'avantage de donner les limites de l'intervalle plausible de l'indice de vulnérabilité  $IV^+$  et  $IV^-$  et aussi les limites minimale  $IV^{min}$  et maximale  $IV^{max}$  de chaque élément de la typologie. La somme des coefficients modulateurs  $\Delta V_m$  sera ajoutée à l'indice de vulnérabilité  $IV$  de base et des intervalles de valeurs probables et extrêmes. La variabilité du comportement est prise en compte dans RISK-UE en introduisant un coefficient  $\Delta V_f$  qui vaut 0.04. Les résultats sont donc exprimés par  $IV_{sup} = IV + \Delta V_m + \Delta V_m$  et  $IV_{inf} = IV + \Delta V_m - \Delta V_m$ .

A partir de ces indices, des courbes de vulnérabilité ont été proposées par l'université de Gènes, issues comme pour les méthodes précédentes d'analyses statistiques des dommages constatés lors de séismes italiens. Le taux de dommage moyen s'exprime donc par la relation suivante :

$$\mu_D = 2.5 \left[ 1 + \tanh \frac{I_{EMS98} + 6.25IV - 13.1}{2.3} \right] \quad (42)$$

Le passage du taux de dommage moyen aux degrés de dommages EMS98 se fait en définissant une distribution de dommage qui tient compte des incertitudes et imprécisions. Tandis que dans le GNDT, une loi binomiale était utilisée, la loi proposée dans RiskUE définit à partir du taux de dommage la probabilité associée à chaque degré EMS98 que le bâtiment est susceptible de subir. Cette loi est une loi bêta qui, suite à des analyses statistiques en Grèce et en Italie, montre une meilleure concordance avec la distribution des dommages observés réellement [220]. Le projet RiskUE propose au final de représenter la distribution des dommages par les courbes de

Typologie RiskUE		$IV_{min}$	$IV^-$	$IV$	$IV^+$	$IV_{max}$
<b>Maçonnerie</b>						
<b>M1</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie de pierres</b>					
M1.1	Moellons	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
M1.2	Pierres appareillées	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
M1.3	Pierre de taille	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
<b>M2</b>	<b>Adobe</b>	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
<b>M3</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie non armée</b>					
M3.1	Plancher bois	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
M3.4	Plancher béton armé	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
<b>M4</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée</b>	0.140	0.330	0.451	0.633	0.700
<b>M5</b>	<b>Constructions en maçonnerie renforcées dans leur ensemble</b>	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
<b>Béton armé</b>						
<b>RC1</b>	<b>Système poteaux/poutres</b>	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
<b>RC2</b>	<b>Murs de refend en béton</b>	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
<b>RC3</b>	<b>Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée</b>					
RC3.1	Structures régulières avec remplissage	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
RC3.2	Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
<b>RC4</b>	<b>Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)</b>	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
<b>RC5</b>	<b>Murs en béton préfabriqué</b>	0.140	0.207	0.384	0.510	0.700
<b>RC6</b>	<b>Structure en béton préfabriqué avec murs de refend en béton</b>	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860
<b>Acier</b>						
<b>S1</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier</b>	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
<b>S2</b>	<b>Structure en acier contreventée</b>	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
<b>S3</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée</b>	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
<b>S4</b>	<b>Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place</b>	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
<b>S5</b>	<b>Système de composants acier et béton armé</b>	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
<b>Bois</b>						
<b>W</b>	<b>Structure en bois</b>	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

Table 9: Typologie proposée par la méthode RiskUE (d'après [290]).

fragilité, déduites des courbes de vulnérabilité. Elles sont définies pour un degré de dommage de l'EMS98  $D_k$  donné.

Là encore, la recherche des indices de vulnérabilité se fait bâtiment par bâtiment. Mais dans le projet RiskUE, une méthode originale fût appliquée à la ville de Nice par le BRGM. Elle consistait à diviser la ville en quartiers structurellement homogènes sur la base de données historiques et urbanistiques. Ensuite, des itinéraires aléatoires y étaient réalisés le long desquels des facteurs de vulnérabilité étaient repérés pour un certain nombre de bâtiments. Ces itinéraires étaient ensuite considérés comme représentatifs de l'ensemble du quartier et par là même de la vulnérabilité. Il était alors possible de caractériser la répartition des indices de vulnérabilité par quartier.

### 5.1.3 Les méthodes de calculs

Deux types de calculs peuvent être utilisés lors des analyses de vulnérabilité: des calculs simplifiés pour l'évaluation de la vulnérabilité et des méthodes de calcul complexes (non linéaires en particulier) pour déterminer les courbes de vulnérabilité utilisées pour l'analyse à grande échelle.

1. **Les calculs simplifiés pour l'analyse des bâtiments.** Certaines méthodes d'évaluation de la vulnérabilité font appel à des calculs simplifiés : citons Fritz-de la Orta [129] aux Etats-Unis, Scarlat [297] en Israel et la méthode du GNDT [36], [136] en Italie. L'objectif du calcul est d'identifier une insuffisance de contreventement en comparant la résistance conventionnelle calculée à un effort sismique fonction de la masse du bâtiment et d'une accélération du sol de référence. Les formules utilisées pour le calcul de la résistance sont bien évidemment très simplifiées. Par exemple, dans Fritz-de la Orta [129] la résistance de chaque élément de contreventement est exprimée en contrainte de cisaillement ultime qui dépend grossièrement de l'élancement de l'élément. Dans cette méthode, chaque élément de contreventement est modélisé par une loi force-déplacement élastoplastique et est donc caractérisé par sa raideur, sa résistance et sa ductilité admissible. Cette méthode permet de tenir compte des redistributions d'effort entre les éléments de contreventement. La résistance calculée avec cette méthode est comparée à un effort de référence. Le chargement sismique est représenté par un chargement horizontal simplifié statique.
2. **Détermination numérique des courbes de vulnérabilité.** Les matrices de probabilité de dommage et les courbes de vulnérabilité précédentes sont issues du retour d'expériences mais, avec les progrès effectués en modélisation -en particulier dans les modèles de calcul non linéaires-, des courbes de vulnérabilité déterminées à l'aide de calculs non linéaires commencent à être proposées dans la littérature. Des exemples d'utilisation de méthodes de calculs non linéaires du type Push-Over sont donnés dans Lang and Bachman [222] pour les bâtiments en maçonnerie et dans Kircher et al. [208] et Faccioli et al. [117] pour les bâtiments en béton armé. Dans le cadre du projet européen RiskUE [290], différentes courbes Push-Over ont été établies pour des types courants de construction que l'on rencontre dans les villes européennes. Un chargement statique équivalent est appliqué au modèle non linéaire représentant la structure. Ce calcul permet de déterminer une courbe accélération-déplacement spectral représentative du comportement sous chargement horizontal de la structure qui peut être directement comparée aux spectres du signal sismique. Si des critères de dommage et de ruine sont disponibles (généralement exprimés en déplacement relatif, drift ou rotations de rotule), l'état de la structure peut être déterminé pour différents niveaux de séisme (Fig. 85).

#### 5.1.4 Vers une méthode applicable en France: empirique, calcul ou expérimentale?

Les différentes méthodes présentées ont l'avantage d'avoir été employées dans de nombreux pays sismiques. Dans la plupart des cas, elles ont été soit appliquées en l'état, soit adaptées afin de tenir compte de typologies de constructions particulières ou de retours d'expériences spécifiques. Néanmoins, on constate que les méthodes empiriques nécessitent des investissements importants, facilement mobilisables dans des pays régulièrement soumis à des vibrations sismiques. Ces investissements sont cependant difficilement mobilisables pour les pays à sismicité modérée.

Il en est de même pour les méthodes de calculs qui sont souvent employées dès que l'ouvrage étudié est d'importance. Cela reste vrai quelque soit le niveau de sismicité, puisque la pratique des méthodes de calcul est couramment employée par exemple pour les centrales nucléaires françaises.

On constate ainsi que ces pays sont face à un dilemme évident. Ils souhaitent évaluer le risque et donc la vulnérabilité du bâti existant des villes mais pour des investissements réduits. C'est tout le paradoxe des Plan de Prévention des Risques sismiques qui obligent l'identification des enjeux et des vulnérabilités sans ressources particulières. Il faut donc pourvoir proposer des solutions en adéquations avec les objectifs à atteindre, sans pour autant dénaturer les limites et les champs d'application des méthodes. C'est le principe de la méthode VULNERALP mise au point sur Grenoble ainsi qu'une approche expérimentale testée sur la typologie grenobloise.

## 5.2 La méthode VULNERALP: une méthode empirique applicable à la France.

### 5.2.1 Concepts et hypothèses

Prenons par exemple le cas de la France (Fig. 87). Un séisme historique majeur y a eu lieu au 20<sup>me</sup> siècle qui produisit des effets importants dans la région rurale de Aix-en-Provence (Sud-Est de la France). Pour une magnitude estimée supérieure à 6, ce séisme a servi de base en 1982 à une simulation du ministère en charge de l'environnement [246] qui a conclu à des effets directs et indirects majeurs sur les constructions, les vies humaines et l'économie, cette région ayant subi des transformations socio-économiques importantes depuis 1909. D'autres exemples existent: parmi les plus connus on peut citer les séismes de Bâle à la frontière franco-suisse (1356), ou encore ceux de Catalogne (1428) et de Ligure (1887) qui provoquèrent des dommages sur le territoire français. Par ailleurs, dans les pays à sismicité modérée, des séismes qui ne sont pas considérés comme majeurs peuvent également provoquer des dommages importants. C'est le cas des séismes d'Ossau-Arudy de 1980 ( $M_L=5.1$ ) et d'Annecy de 1996 ( $M_L=4.8$ ) qui malgré des magnitudes faibles ont respectivement provoqué environ 3 Meuro [246] et 50 Meuro de dommages [320]. On peut citer également un séisme modéré qui eu lieu au Canada (Forks Sand, New York, 20 avril 2002,  $M_w=5.0$ ) et qui provoqua environ 15 millions de dollars de dommage [283].

Depuis 1994 et 1995, les règles parasismiques françaises PS92 [286] ont été rendues obligatoires pour tous les bâtiments à *risque normal* neufs (y compris les maisons individuelles) situés en zone sismique. Pour le bâti courant à *risque normal*, même si la réglementation technique peut encore être améliorée (en particulier sur la prise en compte d'effets de site particuliers), le faible taux de renouvellement (estimé généralement à 1% par an) fait que l'essentiel de la vulnérabilité sismique vient de l'existant [84]. D'autre part, au cours des derniers siècles, la majorité des victimes de séismes l'ont été à cause de la destruction de bâtiments. Il est aussi



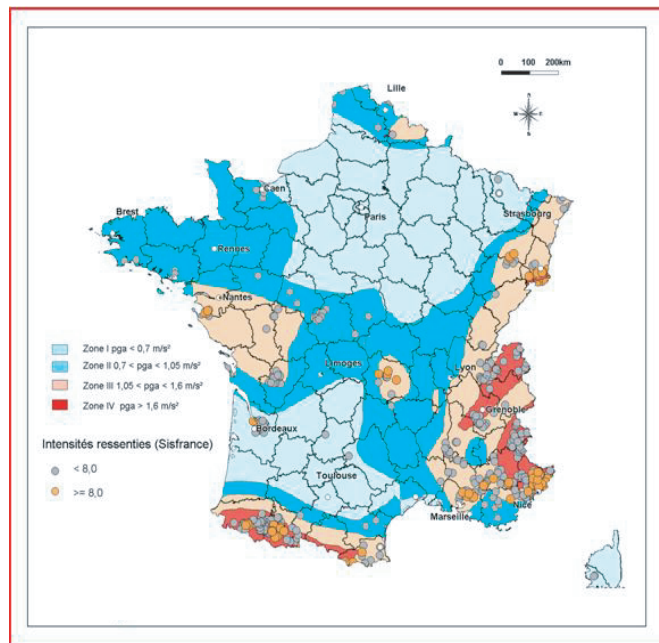


Figure 87: Le zonage sismique de la France, pays à sismicité modérée.

important de noter sur la figure (Fig. 88) que la plupart de ces victimes viennent de la chute des constructions en maçonnerie, c'est-à-dire en pierre, en terre mais aussi en éléments préfabriqués de ciment. C'est une des caractéristiques majeures des centres villes historiques de la plupart des villes européennes, caractéristique à laquelle ne dérogent pas les villes françaises. Le séisme de Lambesc (1909) est certainement un des exemples français le plus documenté qui montre l'impact d'un tel événement sur des constructions maçonnées typiques des régions françaises (Fig. 89).

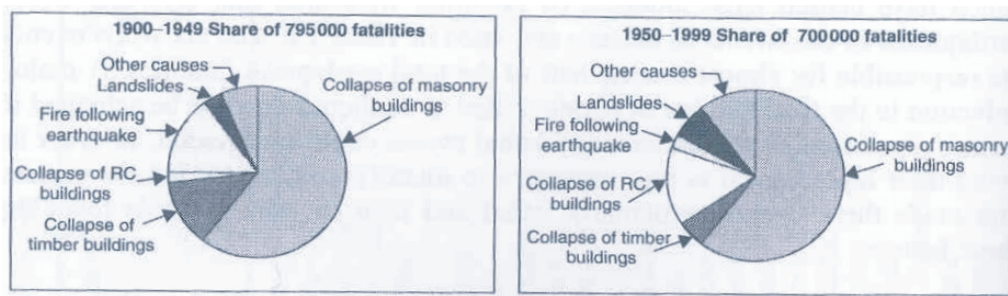


Figure 88: Origine des dommages observés lors des tremblements de terre (d'après [84])

C'est le cas en particulier de Grenoble, une des villes de la région Rhône-Alpes où le risque sismique est le plus important compte tenu d'une part de l'observation d'une sismicité historique et instrumentale amplifiée par des effets de site importants et d'autre part de sa population,



Figure 89: Exemple de dommages observés lors du séisme de Lambesc sur des constructions en maçonnerie

de son importance économique et de la présence d'industries sensibles. Ces informations ont motivé la validation et l'application d'une méthode élémentaire d'évaluation de la vulnérabilité sismique à grande échelle, exportable à d'autres régions à sismicité modérée. Par ailleurs, l'occurrence régulière de séismes faibles et l'absence d'événements sismiques marquants dans la région depuis les années 1970, amène à s'interroger sur la manière dont ces phénomènes sont perçus puisque la mise en pratique des consignes de prévention et de protection tend à disparaître avec le temps si elles ne sont pas régulièrement rappelées.

Cette partie présente donc une expérience d'évaluation de la vulnérabilité sismique, aussi bien physique que sociale, réalisée sur le bassin grenoblois. Ces résultats ont été obtenus dans le cadre des projets VULNERALP [142] et Sismo-DT [152], menés afin de proposer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité physique d'une ville à sismicité modérée. La méthodologie mise en place sera présentée dans la première partie, révélant que la connaissance de l'environnement urbain est une des étapes essentielles à l'évaluation. La deuxième partie sera consacrée à la connaissance du bâti grenoblois et à son évaluation sismique, révélant une hétérogénéité urbaine caractéristique des villes françaises, point de blocage essentiel de l'évaluation de la vulnérabilité physique. Dans une troisième partie, nous montrerons comment l'enquête menée auprès de la population permet non seulement d'évaluer la qualité « sismique » du bâti et sa variabilité dans la ville, mais également d'approcher la connaissance et la perception du risque sismique. Enfin, la quatrième partie sera consacrée aux écoles grenobloises. En collaboration avec la ville de Grenoble, ces objets d'étude ont conduit à définir une stratégie décisionnelle de gestion du bâti municipal intégrant le risque sismique.

### 5.2.2 La méthode VULNERALP

L'évaluation la plus pertinente de la vulnérabilité d'un bâtiment consiste à caractériser complètement sa structure. Nécessaire pour une étude spécifique, cette solution est inapplicable pour

l'inventaire d'un grand nombre de bâtiments. En effet, elle nécessite des informations détaillées sur la structure (matériaux de construction, organisation structurale, conception et design...), des moyens de simulation considérables (méthodes numériques, analytiques, nonlinéaires...) et donc des ressources humaines compétentes en dynamique des structures, ce qui dans le cas d'une analyse à grande échelle est difficilement envisageable.

Une étude bibliographique portant sur ces méthodes a été menée par le groupe de travail de l'AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Approche d'ensemble » [85] en vue d'une application en France. Des similitudes apparaissent entre les méthodes :

1. toutes admettent différents niveaux d'investigation selon la qualité de l'estimation ;
2. elles graduent les dommages et classent les constructions suivant une typologie pré-définie ;
3. elles se basent sur la recherche d'indicateurs structuraux qui modulent la vulnérabilité, collectés en auscultant visuellement le bâtiment d'étude.

Au moment de leur application, elles suivent un cheminement identique : établir une échelle de dommage, définir une typologie structurale et sa distribution dans la ville, calculer un indice de vulnérabilité et estimer un dommage pour un niveau d'agression. En général, sur la base d'observations post-sismiques, les indicateurs de vulnérabilité sont reliés de façon statistique aux dommages, grâce à un indice (ou score) de vulnérabilité pour établir des courbes d'endommagement (ou de vulnérabilité), qui estiment le niveau de dommage probable.

Ces méthodes sont développées dans des pays à sismicité élevée, sismicité qui justifie des dispositifs plus importants que ceux qui pourraient être employés en France métropolitaine. La compréhension des critères structuraux est complexe et nécessite un équilibre entre moyens, méthodes applicables et résultats recherchés. La méthode choisie dépend donc des objectifs à atteindre et des moyens disponibles, des données accessibles et des forces mobilisables.









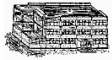

Echelle EMS98	1	2	3	4	5
Structure en maçonnerie					
Structure en béton armé					
Dommage moyen	[0.0 – 0.2[	[0.2 – 0.4[	[0.4 – 0.6[	[0.6 – 0.8[	[0.8 – 1.0]

Figure 90: Illustration des niveaux de dommage de l'échelle Macrosismique Européenne (d'après [139], [220]).

La méthode VULNERALP [151] vient compléter cet état de l'art. Une certaine similitude entre les constructions anciennes italiennes et françaises (en particulier en maçonnerie) permet de s'inspirer entièrement de la méthode italienne [136], [301]. Elle consiste à identifier les faiblesses probables des constructions vis-à-vis du séisme et à leur attribuer une note ou indice de vulnérabilité, calée sur des observations de dommages lors de séismes destructeurs italiens. Ces valeurs ont été utilisées dans la méthode VULNERALP puisque aucun retour d'expérience

exhaustif n'est disponible en France. Les critères utilisés pour l'évaluation sont élémentaires [151] : ils ne nécessitent pas d'entrer dans les bâtiments et les pré-requis sont limités. En revanche, ce type d'évaluation suppose une bonne connaissance du milieu urbain afin de distinguer en particulier les époques et les matériaux de construction. Cette stratégie permet alors de relier la vulnérabilité à un niveau de dommage compatible avec celui de l'EMS98 (Fig. 90).

Une première validation sur Nice par comparaison avec la méthode RiskUE [151] a permis de montrer que malgré une simplification importante, la méthode VULNERALP permet à moindre coût, et pour un grand nombre de construction, de se faire une première idée de la vulnérabilité d'une ville. En effet, la plupart des critères nécessaires dans RiskUE permettent d'appliquer VULNERALP. On observe ainsi que la différence de dommages entre ces deux méthodes donne des valeurs proches à un niveau de dommage prêt (Fig. 91). Cette observation, depuis reproduite aux Antilles, permet d'affirmer que la vulnérabilité est essentiellement contrôlée par des paramètres dominants (le type de construction, la régularité etc...). Par ailleurs, la variabilité de cette vulnérabilité, c'est-à-dire les incertitudes observées en post-sismiques sur la répartition des dommages par type, ne nous permet pas d'appliquer ces méthodes bâtiment par bâtiment : elles n'ont qu'une signification statistique et se rapprochent plus d'un inventaire sismique que d'une évaluation exhaustive de la vulnérabilité d'une ville.

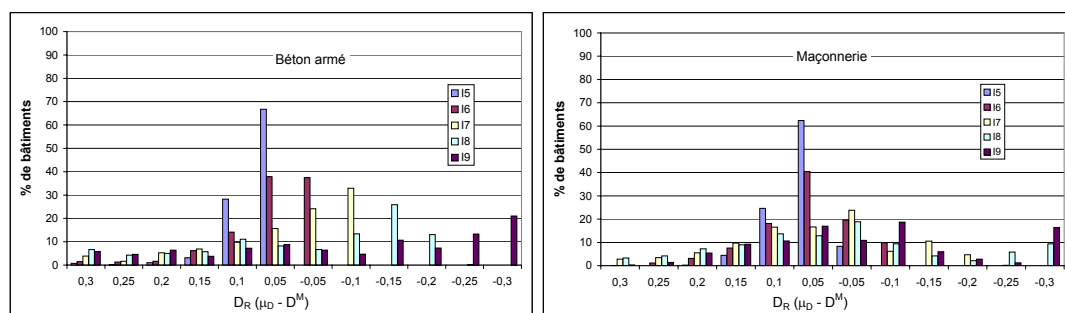


Figure 91: Comparaison entre le dommage calculé par la méthode RiskUE et la méthode VULNERALP sur la ville de Nice (d'après [151]).

### 5.2.3 Application à Grenoble: résultat du projet VULNERALP [149]

Une fois la méthode définie, il reste à collecter des informations sur les bâtiments et leur distribution sur la zone d'étude. La simplicité de la méthode développée pour évaluer la vulnérabilité physique nous a incité à questionner la population au moyen d'une enquête simple. Contrairement à la pratique en matière d'analyse de vulnérabilité physique, l'outil enquête est d'usage courant en sciences sociales et il sert très fréquemment à l'évaluation de la vulnérabilité sociale. Le questionnaire reprenait ainsi les critères structuraux nécessaires à l'estimation de l'indice de vulnérabilité physique (IV). Il était binaire (réponse oui ou non) et illustré. Il a été complété par des questions portant sur la connaissance et la représentation du risque sismique par la population grenobloise.

Il s'agissait surtout de vérifier si l'enquête auto-administrée (sans enquêteur) envoyée en masse permettait de recueillir rapidement des indicateurs nécessaires à une première estimation de la vulnérabilité sociale aussi bien que physique. Ce procédé comporte des inconvénients

quant à la qualité des réponses obtenues puisqu'aucun enquêteur ne peut valider les réponses in-situ et s'assurer d'une représentativité de l'échantillon. Il présente cependant des avantages, notamment en terme de coût et de moyens humains. L'enjeu était donc de savoir s'il constituait un outil fiable et utilisable à moindre coût dans certains pays à sismicité modérée.

Le questionnaire envoyé aux Grenoblois comportait au total 24 questions, 11 concernant la vulnérabilité sociale. Il a été diffusé via internet et 90 000 questionnaires ont été envoyés par voie postale sur la commune de Grenoble. Nous avons obtenu 5161 réponses, soit un taux de réponse d'environ 6%, ce qui constitue un score appréciable pour ce type d'enquête reposant entièrement sur le volontariat. Ces 5161 questionnaires constituent en outre une base de travail permettant d'envisager des analyses statistiques complexes. Après contrôle, 4190 questionnaires abordant la partie vulnérabilité physique et 4215 questionnaires traitant de la vulnérabilité sociale ont été validés, soit un échantillon représentant 5% des adresses postales grenobloises.

**Vulnérabilité sociale** - Dans l'enquête sur la vulnérabilité sociale, quatre thèmes principaux ont été abordés. Ils concernent :

1. La connaissance et la perception des phénomènes (les séismes par rapport à d'autres phénomènes, naturels ou non).
2. L'information reçue sur les séismes à Grenoble.
3. La connaissance des moyens de protection individuelle contre les séismes et des consignes de secours en cas de crise.
4. La mobilité des populations sur une journée.

L'objectif de ce dernier thème était de tester si cette forme d'enquête permettait d'évaluer le facteur mobilité identifié par ailleurs comme important dans la variabilité spatiale de la vulnérabilité [240] [99]. Quatre indicateurs additionnels ont été considérés : le lieu d'habitation, le type de logement (individuel, collectif), la profession et l'expérience antérieure de séismes, en France ou à l'étranger.

**Résultat 1: Une conscience modérée du risque sismique à Grenoble, mais une connaissance assez bonne des comportements à adopter en cas de séisme.**

Les résultats de l'enquête montrent que, pour la population, les risques naturels à Grenoble et plus particulièrement le risque sismique, restent envisageables mais ne constituent pas une menace importante. Seuls 21% des répondants estiment que le risque sismique est fort sur Grenoble. Par ailleurs, près de 60% des Grenoblois ayant répondu déclarent n'avoir reçu aucune information sur le risque sismique. Pourtant, malgré cet apparent manque d'information, les réactions des répondants face aux risques sismiques semblent globalement pertinentes : une majorité des répondants pense que l'on peut s'en prémunir. La grande majorité des Grenoblois, placés en situation de crise sismique, opterait pour des réactions adaptées pour se protéger en se cachant sous une table, en se dirigeant vers un parc voisin en cas d'évacuation ou en cherchant de l'information au moyen de la radio locale. Les consignes de sécurité généralement diffusées en cas de séismes semblent donc être connues par la plupart des Grenoblois. Il faut cependant préciser que près de 20% des répondants ont déclaré utiliser leur téléphone pour contacter leur famille ou les secours en cas de crise et évacueraient au moyen de leur véhicule personnel et 40% chercheraient à rejoindre au plus vite leurs enfants par tous les moyens.

### **Résultat 2 : Des profils de comportements individuels diversifiés**

L'enquête avait pour objectif d'identifier des groupes de population homogène en terme de représentation et de connaissance du risque sismique et de connaître leur répartition spatiale. Pour constituer ces groupes, quatre catégories de critères ont été retenues au sein des grands indicateurs identifiés précédemment. Ces catégories, auxquelles on peut associer des caractères archétypaux d'individus, sont les suivantes :

1. la conscience de l'existence d'un risque : individus conscients ou au contraire non informés du risque ;
2. les possibilités d'actions individuelles ou collectives face au risque : individus pro-actifs ou passifs ;
3. les comportements supposés en période de crise : individus préparés ou non à un séisme ;
4. et enfin l'expérience vécue d'un séisme : individus expérimentés ou non.

Même si ce type d'outil ne peut donner qu'une approche partielle de la vulnérabilité sociale d'une population, l'enquête sur réponse volontaire peut se révéler efficace pour une première approche de la perception et de la connaissance des risques. Elle permet de formuler de nouvelles hypothèses concernant les indicateurs possibles de vulnérabilité. Le grand nombre de réponses obtenues peut servir de base à de nouvelles enquêtes éventuellement ciblées sur certains espaces géographiques ou groupes sociaux apparaissant comme « défaillants » ici, c'est-à-dire présentant des taux de réponse quasi nuls. Il s'agit principalement des Classes Socio-Professionnelles défavorisées essentiellement localisées dans certains quartiers périphériques. Dans ces cas spécifiques, d'autres formes d'enquêtes doivent être mobilisées pour effectuer l'analyse.

### **Vulnérabilité physique -**

Vers 450 avant JC, l'installation d'un campement d'Allobroges fixe Grenoble sur un dépôt sédimentaire abrité des inondations de l'Isère et du Drac. Dès lors, située aux confins du Dauphiné, proche de la Savoie, de l'Italie et de la Suisse, Grenoble devient une ville stratégique d'un point de vue militaire et commercial [276] qui voit sa population et son urbanisation augmenter (Fig. 92). On distingue ainsi un centre historique stable au XX<sup>me</sup> siècle, des quartiers de l'expansion où l'urbanisation s'étale sur plusieurs décennies et des quartiers périphériques aménagés depuis 1950.

On connaît par ailleurs [153] les types de constructions et leur distribution sur Grenoble, selon les particularités locales et les évolutions des pratiques nationales de construction (les codes de dimensionnement en particulier) :

1. le centre est essentiellement constitué de maçonnerie de pierre (les carrières des montagnes voisines ayant fourni des pierres calcaires) ;
2. les quartiers périphériques sont essentiellement en béton armé, poteaux-poutres avant 1965 et murs voiles après 1970;
3. les quartiers de l'expansion sont très hétérogènes, mélangeant des maisons individuelles et des logements collectifs, des constructions en béton et des constructions en maçonnerie, réalisées à des époques de construction différentes.

Ordinaire, cette variabilité est le point de blocage de toute étude de vulnérabilité sismique à échelle urbaine. En effet, la qualité sismique du bâti dépend de ses caractéristiques structurales

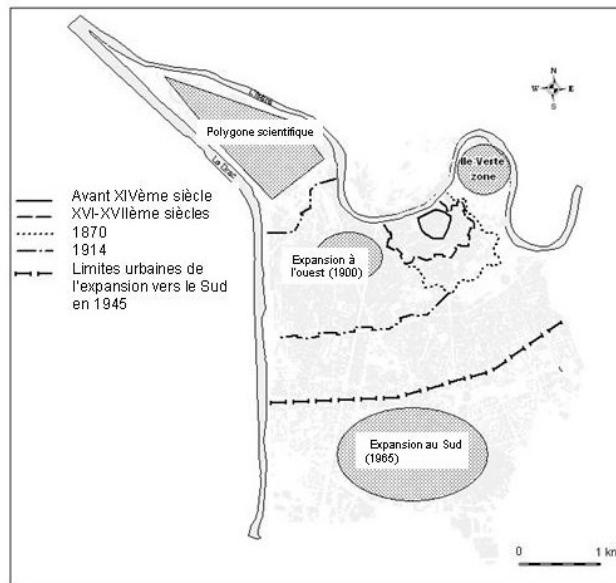


Figure 92: Urbanisation de la ville de Grenoble (d'après [151]).

qu'il s'agit de spatialiser à l'échelle de la ville. En particulier, la distinction des constructions en maçonnerie et en béton armé est d'autant plus importante que, d'après les expériences passées, le comportement sismique de ces deux catégories est radicalement différent. La répartition des informations structurales collectées par l'enquête est très cohérente avec l'histoire de la ville (Fig. 93a et b). Les critères généraux que sont le type et l'époque de construction doivent être directement liés à l'histoire de l'urbanisation de Grenoble. Sur la figure 93a), on retrouve en effet les grandes époques d'urbanisation de la ville, avec le centre historique à 58% construit avant 1945 et à 21% entre 1945 et 1970. Simultanément, au Sud de la ville dans le quartier Villeneuve, 80% des constructions ont été construites entre 1945 et 1970, correspondant au grand ensemble urbain conçu pour absorber l'augmentation démographique de cette époque. Enfin, tous les quartiers de l'expansion (Bajatières Est, Foch-Rivet, Drac-Vallier et Alliés-Stalingrad) sont les plus hétérogènes puisque leur urbanisation s'étale sur plusieurs années, tout comme le quartier de l'Ile Verte au Nord-Est. Il est à noter que très peu de constructions ont été réalisées après 2000, soit quatre ans avant la diffusion de l'enquête. En parallèle, si on analyse la distribution des constructions en béton armé ou en maçonnerie, une forte cohérence apparaît (Fig. 93b). En effet, les quartiers Centre Ville et Berriat sont essentiellement construits en maçonnerie tandis que le quartier Villeneuve est à 65% en béton armé. Là encore, les quartiers d'expansion, l'Ile Verte et les Quais sont moins marqués, le béton et la maçonnerie se répartissant de façon homogène. La contribution de la population est ainsi utile, cohérente et significative pour obtenir des informations à grande échelle sur le patrimoine urbain, également validées in-situ par des enquêtes d'experts dans des quartiers pilotes (Guéguen et al., 2007b).

A partir des enquêtes, des images aériennes sur la ville qui nous ont permis d'affiner le découpage en quartiers homogènes, et selon la formulation du GNDT, il est possible de calculer par quartier la moyenne des dommages pour un séisme de scénario. L'importance de ce



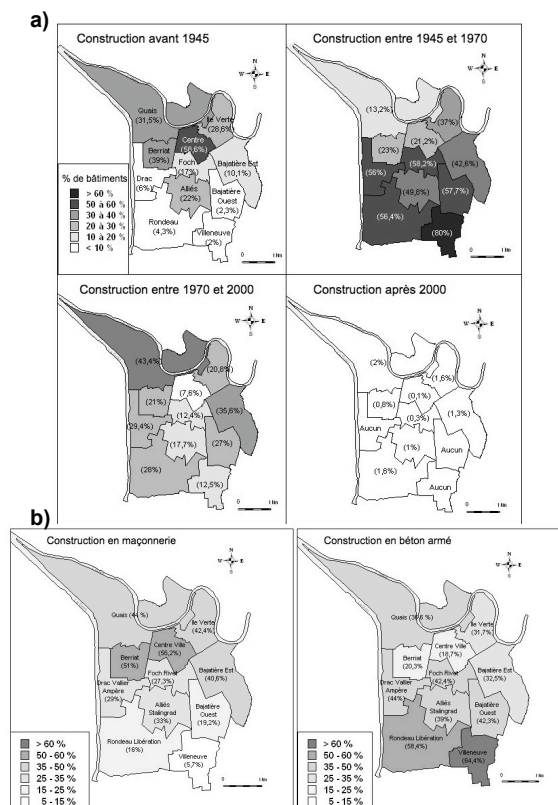


Figure 93: Identification des quartiers grenoblois en fonction (a) de leur époque et (b) de la nature de construction (d'après [151]).



dernier est exprimée selon l'échelle d'intensité macrosismique européenne EMS98 [139]. On constate sur la Figure 94 que pour un niveau d'intensité VII les dommages moyens (DM) les plus importants se localisent dans les quartiers les plus anciens de la ville, là où la majorité des constructions sont en maçonnerie, atteignant des niveaux de dommage importants (de l'ordre de 0.5, soit le niveau 3 de dommages selon l'échelle EMS98).

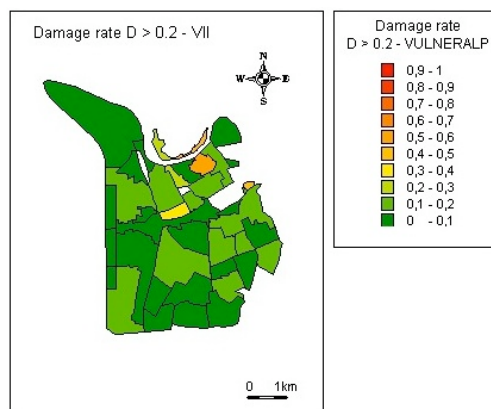


Figure 94: Scénario de dommages sur la ville de Grenoble pour un séisme produisant une intensité VII (d'après [251]).

Par ailleurs, on distingue clairement les deux quartiers au Sud de Grenoble (Villeneuve et Rondeau) comme étant ceux présentant le plus faible taux de dommage quelque soit l'intensité que l'on considère. Cette observation est cohérente avec la logique d'urbanisation de Grenoble, ces deux quartiers étant majoritairement constitués de constructions en béton armé, réalisées selon des pratiques en vigueur qui amélioreraient la qualité des constructions. Cette première évaluation nous permet donc d'identifier les secteurs de la ville qui pourraient subir le plus de dommages en cas de séismes de scénario probables pour la région de Grenoble. Cette information peut évidemment être particulièrement utile dans le cadre du développement d'une politique de prévention du risque sismique à l'échelle de la ville.

C'est en particulier ce qui a été réalisé en partenariat avec les services techniques de la ville de Grenoble, sur des bâtiments particuliers que sont les écoles. Des séismes passés ont montré que les écoles sont les bâtiments publics qui en cas d'endommagement sismique peuvent avoir des conséquences importantes sur la société. En effet, si les écoles subissent les effets des séismes, l'éducation est interrompue, l'organisation sociale est perturbée et des établissements de replis ne sont plus disponibles. L'expérience de l'école de San Giuliano lors du séisme de Molise a tellement marqué l'attention de la société civile italienne qu'un programme de diagnostic sismique des bâtiments sensibles a été programmé sur les cinq années qui ont suivi le séisme. Par ailleurs, les écoles sont par leur conception même et leur fonction plus susceptibles de subir des dommages irréversibles [26]. On note en effet quasi-systématiquement des asymétries dues à la présence de préaux ou de classes en enfilade le long d'un côté, deux critères à priori favorisant la vulnérabilité, pour des bâtiments en général construits avant l'application des règles parasismiques. Les retours d'expérience des séismes de Turquie (2001), Taiwan

(2001), de Molise (2002) et d'Algérie (2003) ont montré la possible vulnérabilité des écoles et le traumatisme inhérent à l'effondrement de ces bâtiments. Dans le cadre d'une politique de prévention, avec le souci de tenir compte du risque sismique dans le processus décisionnaire d'aménagement auquel peut être confrontée une ville, il est important de se doter d'une démarche permettant l'évaluation du risque sismique par les services techniques d'une ville, au même titre que l'amiante ou le risque incendie.

Le projet SismoDT [152] a permis au final de proposer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité d'établissements publics, méthode suffisamment simple et malgré tout robuste pour être reprise par les services techniques d'une commune ou d'une collectivité territoriale. Cette méthode, adaptée de la méthode VULNERALP, a tout d'abord été appliquée sur un échantillon représentatif d'écoles de Grenoble. L'objet de cette étude était avant tout de jeter un oeil critique sur les méthodes existantes, de façon à pouvoir évaluer les incertitudes qu'elles produisent sur l'évaluation de la vulnérabilité. Par ailleurs, la plupart des méthodes sont visuelles et consistent à recueillir des informations structurales lors de visites sur place. Il est donc également important d'évaluer les erreurs faites par les enquêteurs dans l'appréciation qu'ils font de certains paramètres parfois subjectifs. Le point de vue d'un bureau de contrôle (VERITAS) confronté à des demandes de diagnostics sismiques a également été sollicité pour avoir une évaluation de référence du dommage pour plusieurs niveaux d'agression.

Suite à l'évaluation des écoles grenobloises, des actions sont en cours actuellement pour transférer de façon opérationnelle la méthode VULNERALP aux services de la ville de Grenoble qui souhaitent commencer une évaluation sismique du patrimoine urbain. Une grille d'enquête spécifique a été construite (et utilisée), permettant une évaluation comparative et opérationnelle de la vulnérabilité des bâtiments et des établissements. Associés aux critères de décision à caractère politique et socio-économique, ces résultats contribuent à préparer les choix stratégiques en matière de gestion du patrimoine bâti : entretien, renforcement, voire démolition et reconstruction à neuf.

### **5.3 Mesures dans les structures**

Nous avons vu dans la partie précédente (Section 4) que la connaissance des propriétés dynamiques d'un bâtiment existant est un processus indispensable dans l'évaluation de son comportement sous séisme et de sa vulnérabilité. Dès que l'on parle de bâti ancien, le manque d'informations disponibles et le nombre d'incertitudes rendent son évaluation sismique difficile. Les vibrations ambiantes sont une alternative intéressante à la fois pour connaître la fréquence fondamentale de la structure, son amortissement mais également ses modes de déformation, et donc son fonctionnement sous séisme. Ces paramètres traduisent un état de la structure et peuvent fournir un modèle modal équivalent. Cette dernière approche permet alors de simuler le comportement de la structure soumis à un séisme de référence et évaluer sa déformation.

Une des limites de ces méthodes est le passage petites-déformations/grandes-déformations. En effet, on a vu précédemment que les paramètres modaux évoluent avec la déformation: les équations de la dynamique classique (Newton) ne sont plus valables puisque les paramètres du système ne sont plus stables au cours du chargement. C'est le principe de la non-linéarité. Cependant, même s'il ne fait aucun doute que la réponse sous vibrations ambiantes d'une structure ne reproduit pas forcément son comportement sous séisme, il ne fait également aucun doute que les modèles extraits des vibrations ambiantes permettent de réduire toutes les ap-

proximations faites sur le comportement des bâtiments. Cette démarche qui consiste à caler les méthodes non-linéaires à l'aide des modèles expérimentaux en élastique-linéaire peut être appliquée lors des processus de simulation push-over ou pour ajuster les modèles numériques explorant des comportements non-linéaires (grandes déformations).

### 5.3.1 Exemple 1: l'Hôtel de Ville de Grenoble

Grenoble, dans le Nord des Alpes, est certainement une des villes les plus sismiques de France ( $a_N = 1.5m/s^2$  pour les règles PS92 et  $a_g = 1.6m/s^2$  pour l'annexe nationale des EC8). Le niveau de risque est d'autant plus important qu'une faille active a été détectée à proximité de la ville [321], et qu'un bassin sédimentaire amplifie considérablement le mouvement sismique du sol [226] [148]. Cette structure, construite en 1967, est composée d'une tour principale de 13 niveaux, de longueur (L) 44 m et de largeur (T) 13 m, pour une hauteur H de 52 m. La structure est régulière en élévation, à l'exception des premiers étages: une dalle précontrainte de 23 m, reposant sur les deux cages d'escalier placées aux extrémités de la tour, est située entre les niveaux 2 et 3, assurant une rigidité importante à ce niveau. La résistance en cisaillement de la structure est apportée par les deux cages d'escalier, essentiellement constituées de murs en béton armé.

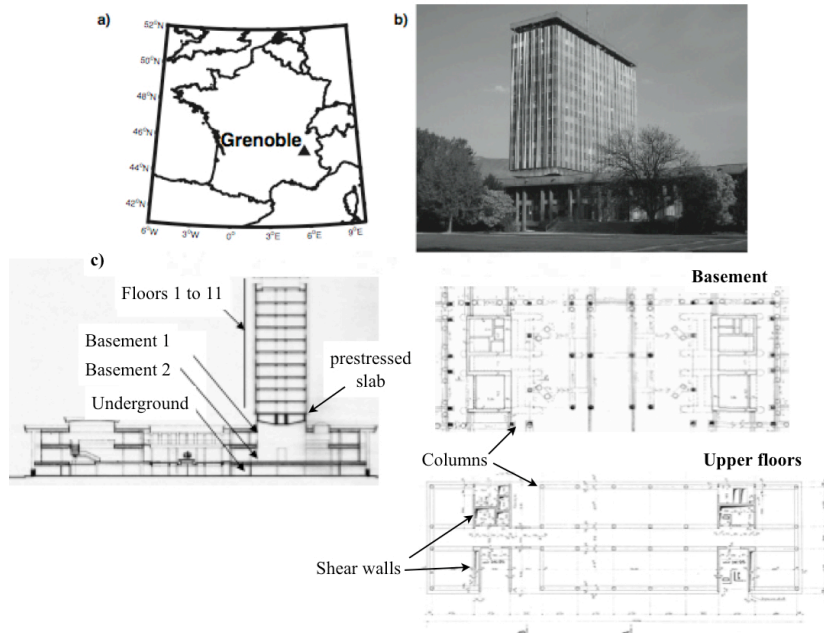


Figure 95: a) Localisation de Grenoble en France. b) L'Hôtel de Ville de Grenoble, vue depuis le Sud-Est. c) Coupe et vue en plan d'un étage courant de la structure principale de l'Hôtel de Ville (d'après [255]).

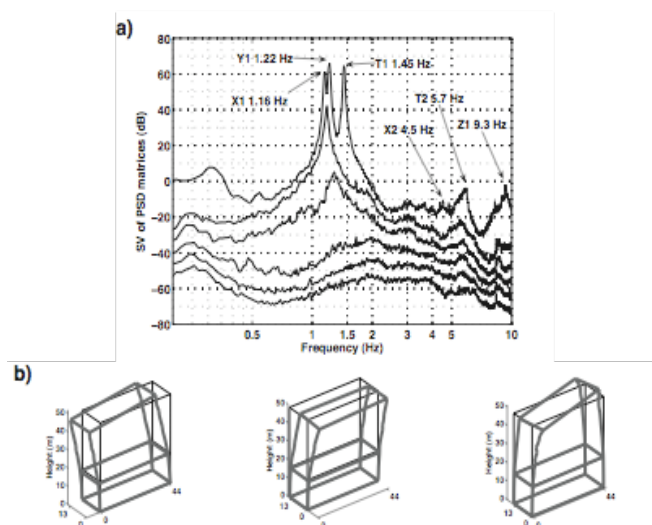


Figure 96: a) Décomposition dans le domaine fréquentiel des mesures de vibrations ambiantes de l'Hôtel de Ville de Grenoble. b) Modes de comportement associés à l'Hôtel de Ville de Grenoble (d'après [255]).

Pour ces raisons, l'Hôtel de Ville de Grenoble est depuis 2004 instrumenté de façon permanente par des stations accélérométriques (Fig. 95). L'instrumentation du bâtiment est gérée par le Réseau Accélérométrique Permanent [280] dans le cadre de ces actions pilotes. Elle consiste en 6 capteurs 3 composantes accélérométriques placés en haut et en bas de la structure. Plusieurs séismes ont été enregistrés depuis le début de cette opération, le plus fort correspondant au séisme de Vallorcine (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005).

En parallèle, une campagne de mesures de vibrations ambiantes a été menée et les modes ont été extraits en utilisant la méthode de la Décomposition dans le domaine fréquentielle (FDD, Cf. section 4.4.4). Seulement 3 modes ont été détectés de façon précise (Fig. ??): le premier mode de flexion longitudinale à 1.16 Hz, avec un amortissement de 0.9%, le premier mode de flexion transverse à 1.23 Hz avec un amortissement de 1.1% et le premier mode de torsion à 1.45 Hz avec un amortissement à 0.9%. Des modes supplémentaires vers 5 et 9 Hz peuvent être détectés, respectant les critères de la *MAC value* mais pas suffisamment purs pour être considérés par la suite. Les valeurs des modes de flexion dans les deux directions sont suffisamment proches pour supposer que les rigidités de flexion sont les mêmes, dans notre cas essentiellement apportées par les cages d'escalier, alors même que les dimensions latérales de la structure nous laissaient envisager des différences importantes. Cette observation va également dans le sens des relations entre périodes et hauteurs des structures, indépendantes dans le cas de la France de la dimension latérale. Par ailleurs, on observe une anomalie au niveau de la poutre précontrainte (schématisée par une ligne sur la Figure 96), confirmant l'apport de rigidité de cet élément, et confirmant également l'intérêt des mesures de vibrations ambiantes pour détecter des particularités structurales.

A partir de cette analyse, plusieurs modèles ont été construits afin de reproduire le comportement en petite déformation de la structure.

1. Basé sur l'intégrale de Duhamel, un modèle analytique a été utilisé pour calculer le déplacement au sommet de la structure dans le cas d'une sollicitation sismique enregistrée à la base. Le séisme considéré correspond à celui de Vallorcine (Haute-Savoie, France,  $M_L = 4.9$ , 8 septembre 2005) enregistré dans les deux directions principales de la structure. L'intérêt de l'approche expérimentale est de pouvoir construire le modèle modal, sans aucune hypothèse sur les masses ou la conception de l'ouvrage, et de pouvoir calculer le mouvement sismique en tout point du modèle. Puisque l'on considère que la masse de chaque étage est concentrée au niveau des planchers, on peut adapter un modèle brochette à la structure. Dans ce cas, et en supposant une matrice de masse  $M$  constante, l'intégrale de Duhamel [83] donne le mouvement sismique  $U(t)$  de chaque étage en connaissant uniquement les déformées modales  $\Phi$ , les fréquences  $\omega$ , les amortissements  $\xi$ , pour une sollicitation du sol  $U_s(t)$ , selon les équations suivantes :

$$\{U(t)\} = [\Phi] \{y(t)\} + U_s(t) \quad (43)$$

$$y_j(t) = \frac{-p_j}{\omega} \int_0^t \ddot{U}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (44)$$

$$p_j = \frac{\{\Phi_j\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi_j\}^T [M] \{\Phi_j\}} = \frac{\sum_{i=1}^N \Phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N \Phi_{ij}^2} \quad (45)$$

A ce stade, nous calculons le mouvement de la structure dans les deux directions, en les considérant comme découplés. Le mouvement calculé et observé au sommet de la structure est très comparable (Fig. 97). Sur ces figures, nous utilisons plusieurs couples de stations haut/bas (OGH1-OGH4, OGH2-OGH5 et OGH3-OGH6), dans les deux directions. On observe une bonne corrélation entre observations et modélisation 1D, en amplitude, en phase et en durée. Les coefficients de corrélation sont entre 65 et 85% pour l'ensemble des comparaisons. La chose remarquable est qu'à partir de l'analyse modale expérimentale, il est possible de reproduire correctement le mouvement sismique de la structure sous sollicitation sismique modérée, s'affranchissant des difficultés systématiques que l'on constate pour évaluer les paramètres modaux d'une structure existante.

2. Un modèle détaillé employant la méthode des éléments finis a été construit pour l'Hôtel de Ville de Grenoble. Ce modèle permet à la fois de calculer la réponse sismique sous faible déformation, et de poursuivre la modélisation pour de plus fortes déformations, intégrant le comportement non-linéaire de la structure. Une discrétisation spatiale a été réalisée en utilisant les poutres multi-fibres de type Timoshenko [140], en considérant des lois de comportement d'endommagement pour le béton [217] et les aciers [249]. Les Figures 98a-d montrent le maillage ainsi que les premiers modes calculés qui ont été ajustés aux données de vibrations ambiantes: les trois premières fréquences sont respectivement 1.10 Hz, 1.18 Hz et 1.43 Hz pour les modes de flexion longitudinale et transverse, et la torsion. En considérant le même séisme de Vallorcine, on constate que les données calculées et observées en haut de la structure sont comparables en amplitude, phase et durée, ainsi que dans le domaine fréquentiel (Fig. 98e-f). Il est également possible de comparer la déformation inter-étage, calculée comme la différence du mouvement de l'étage supérieur et de l'étage inférieur, le long de la structure. Cette information peut être calculée à la fois avec le modèle 1D analytique et avec le modèle numérique détaillé. On observe (Fig. 99) que les deux modèles donnent des déformations inter-étages très comparables, dans les deux directions. Cette déformation calculée correspond à environ  $2 \cdot 10^{-5}$ : elle reste très inférieure au seuil de déformation donné par la méthode HAZUS [123] ( $10^{-4}$ ) pour ce type de bâtiment et au-delà duquel la structure commence à s'endommager. Cette information

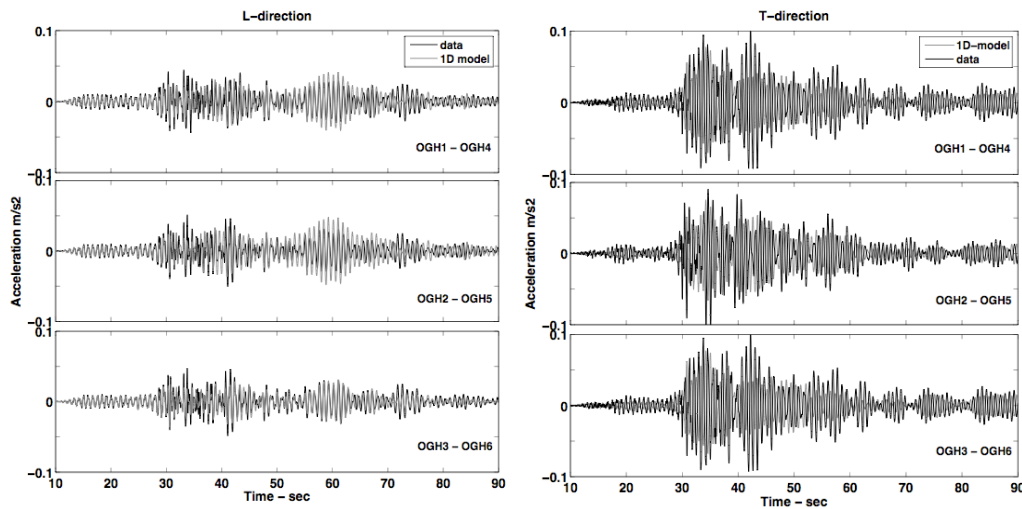


Figure 97: Comparaison entre le mouvement de la structure observé (ligne noire) et calculé par un modèle analytique brochette 1D (ligne grise) au sommet de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005,  $M_L$  4.9), dans la direction longitudinale (gauche) et transverse (droite) pour chaque couple de station haut/bas (d'après [255]).

nous permet ainsi de savoir si la structure a dépassé son seuil de déformation inter-étage pour un séisme donné, laissant présager ou non des dommages au moins légers.

On constate ainsi que les vibrations ambiantes permettent de prédire le comportement d'une structure excitée par un séisme modéré. Aucune hypothèse n'est nécessaire à l'établissement du modèle modal, ce qui atteste du grand intérêt de cette approche dès qu'on s'intéresse à un bâtiment existant. Les paramètres modaux expérimentaux permettent de caler les hypothèses des modèles numériques, ces derniers établis in-fine pour explorer le domaine non-linéaire des réponses sismiques. Par ailleurs, nous avons vu que les modèles modaux expérimentaux permettent de révéler des anomalies ou des particularités structurales, indispensables à la modélisation numérique.

Dans le cas d'une étude de vulnérabilité appliquée à un grand nombre de constructions (échelle de la ville), il est raisonnable d'estimer pour un coût modéré les modèles modaux par type de construction. Ces informations permettent l'estimation des déformations inter-étages des constructions, pour un séisme de scénario donné. En considérant un seuil limite au-delà duquel la structure commence à s'endommager (par exemple le seuil donné par la méthode HAZUS [123], la déformation inter-étage calculée nous permet de savoir si au cours de la sollicitation, la structure atteint un niveau de déformation critique, limite de l'apparition des premiers dommages. On peut ainsi estimer l'état post-sismique des bâtiments testés, tout au moins évaluer si les structures seront endommagées au moins légèrement.

Cette approche a été proposée pour l'Hôtel de Ville et deux tours de Grenoble (Fig. 100). En appliquant un grand nombre d'événements sismiques aux modèles modaux expérimentaux, correspondant à plusieurs valeurs de mouvement du sol, il est possible de calculer le nombre

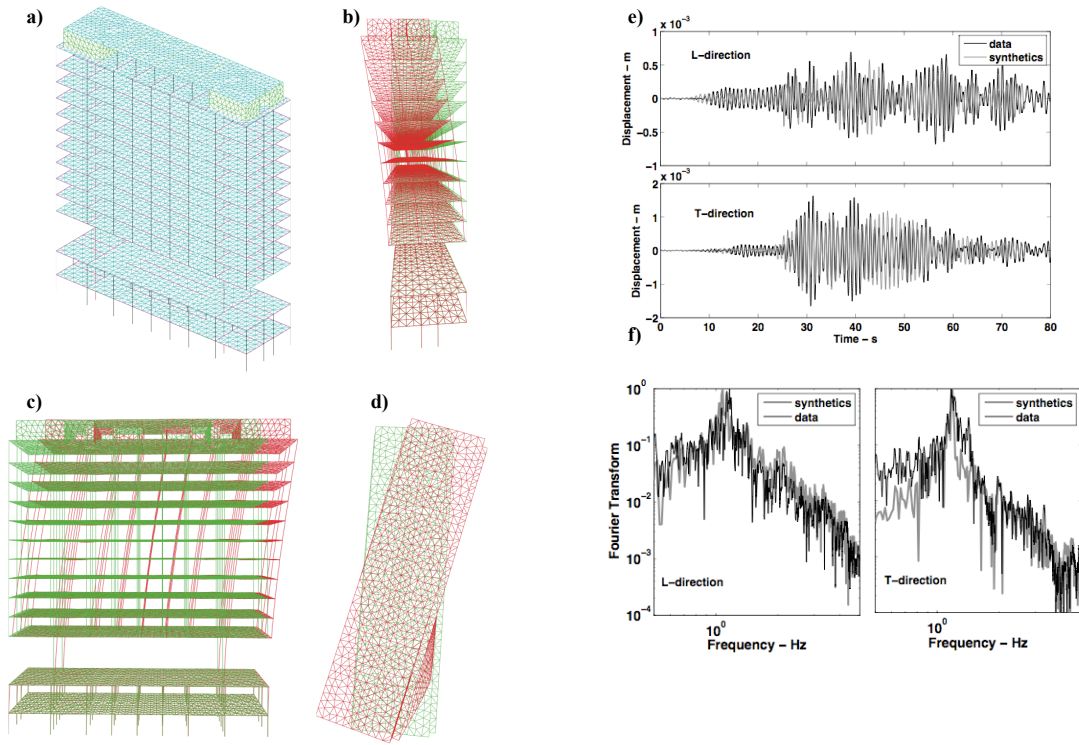


Figure 98: a) Maille du modèle éléments finis de l'Hôtel de Ville de Grenoble, et déformations modales numériques pour les modes de flexion longitudinale (b), transverse (c) et de torsion (d); e) Comparaison entre le mouvement de la structure observé (ligne noir) et calculé par un modèle éléments finis multi-fibres (ligne grise) au sommet de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005,  $M_L$  4.9), dans la direction longitudinale et transverse à la station OGH4. f) Transformée de Fourier des traces calculées et observées (d'après [255]).

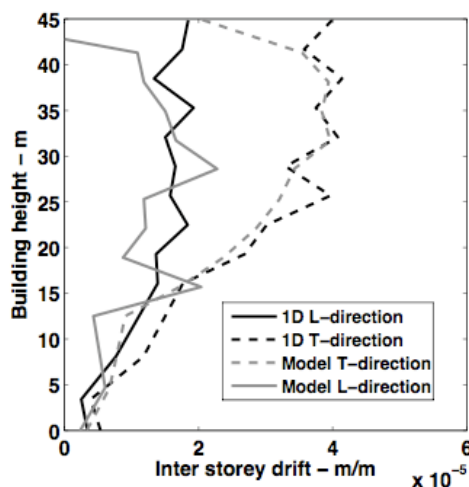


Figure 99: Comparaison entre le mouvement inter-étage calculé en utilisant le modèle analytique 1D basé sur les paramètres modaux expérimentaux (ligne noire) et calculé par un modèle numérique éléments finis (ligne grise) le long de la structure de l'Hôtel de Ville, lors du séisme de Vallorcine (France, 08 septembre 2005,  $M_L$  4.9), dans la direction longitudinale (ligne continue) et transverse (ligne discontinue) (d'après [255]).

de fois où le seuil de déformation est atteint. Dans ce cas, on obtient la probabilité d'atteindre la limite de déformation inter-étage qui correspond selon la méthode HAZUS [123] au dommage léger (*slight damage*). Ces trois bâtiments atteignent des probabilités d'endommagement importantes si on considère des niveaux de spectre de réponse en déplacement équivalent à ce que donnerait un séisme équivalent au spectre réglementaire EC8 de Grenoble.

### 5.3.2 Exemple 2: la typologie Grenobloise

Une typologie propre à la ville de Grenoble, appelée BDT-Grenoble pour Base de Donnée Typologique, a été définie dans le cadre du projet VULNERALP [153]. Le tableau 10 décrit les constructions et leur correspondance avec les typologies de l'Echelle Européenne Macrossismique EMS98 [139], de la méthode RiskUE [290] et de la méthode HAZUS [123]. Chaque type de la BDT est défini en fonction de ses particularités structurales. Dans le cadre de la thèse de C. Michel au LGIT [251], plusieurs expériences de vibrations ambiantes ont été réalisées sur chaque type de construction, en choisissant plusieurs bâtiments cibles afin d'obtenir un modèle modal moyen. Puis, deux approches ont été suivies pour solliciter chaque modèle modal moyen selon une grande gamme d'agression sismique:

1. la sélection d'un grand nombre de modélisations de mouvements forts au centre de la vallée de Grenoble par fonctions de Green empiriques [62], correspondant à une série de séismes de magnitude comprise entre 4.5 et 5.5, localisés à 15 km de Grenoble sur la faille de Belledonne;
2. une sélection de valeur de spectres en déplacement.



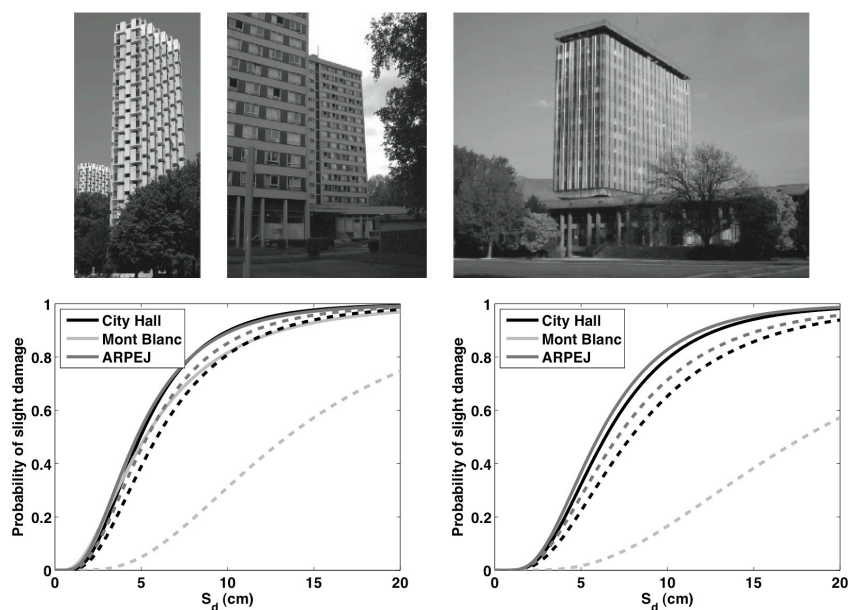


Figure 100: Courbe de fragilité du dommage "léger" pour trois bâtiments de Grenoble en considérant une limite de déformation inter-étage de  $3.10^{-3}$  (gauche) et de  $4.10^{-3}$  (droite) (d'après [255]).

Description	BDT	Risk-UE	EMS98	HAZUS	Code
<b>Béton Armé</b>					
RC frames 30-50th medium rise	BA1	RC3.1	RC1	C3	pre
RC frames 30-50th high rise	BA2	RC3.1	RC1	C3	pre
RC frames 30-50th low rise	BA3	RC4	RC2	C3	low
SW RC 60th	BA4	RC2	RC4	C2	pre
SW RC 70th	BA5	RC2	RC5	C2	low
SW RC after 80th	BA6	RC2	RC6	C2	med
<b>Maçonnerie</b>					
Rubble stones before 1815	MA1	M1.1	M1	URM	pre
Rubble stones 1815-1870 labor housings	MA2	M1.2	M3	URM	pre
Rubble stones with angle chain labor housings	MA3	M1.2	M3	URM	pre
Rubble stones XIX century - rich housings	MA4	M1.2	M3	URM	pre
Rubble stones with precast decorative element XIX century	MA5	M1.2	M3	URM	pre
Massive stones	MA6	M1.3	M4	URM	pre
Rubbles stones with wooden floor	MA7	M3.4	M6	URM	pre
Rubbles stones after 1914 - labor housings	MA8	M1.2	M3	URM	pre
Rubbles stones RC floor low size	MA9	M3.4	M6	URM	pre
Rubbles stones RC floor medium size	MA9	M3.4	M6	URM	pre

Table 10: Classes des bâtiments de la typologie de la BDT-Grenoble comparée aux types de l'EMS98, Risk-UE et HAZUS (d'après [255]).

Dans le deuxième cas, seul le mode fondamental des paramètres modaux a été considéré tandis que dans le premier, tous les modes ayant été détectés lors des expériences de vibrations ambiantes sont utilisés. Dans ce cas là aussi, le mouvement du sol tient compte des effets de site particuliers du bassin de Grenoble.

Les courbes de fragilité correspondant à l'état de dommage « léger » des bâtiments types de Grenoble ont été calculées à l'aide de ces deux approches. On constate ainsi (Fig. 101) des bâtiments en maçonnerie plus vulnérables que les bâtiments en béton. La plupart, pour un niveau d'accélération comparable à la règle EC8, donne des probabilités d'endommagement au moins léger importantes, ce qui traduit un risque important pour ce type de séisme. Les bâtiments en béton armé sont quant à eux moins vulnérables et ils ont des probabilités d'endommagement pour ce séisme de type EC8 plus réduites. Dans tous les cas, les deux méthodes donnent des courbes de fragilité comparables.

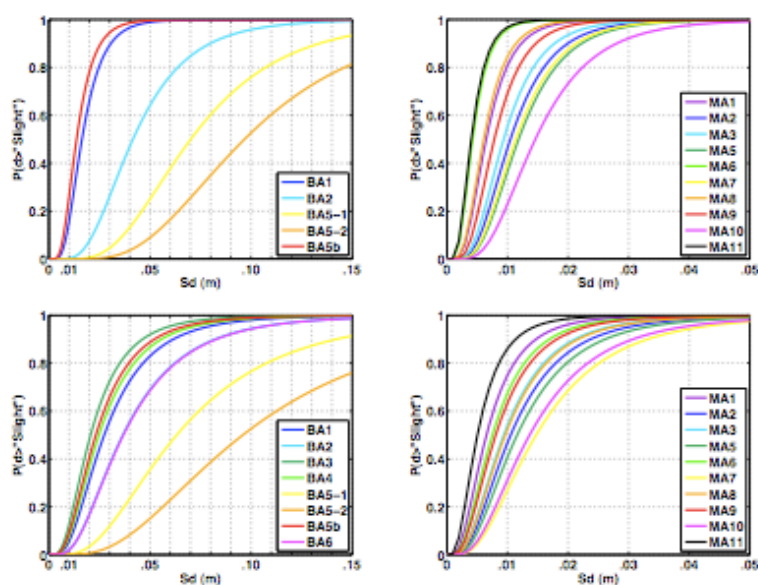


Figure 101: Courbes de fragilité de l'état de dommage «léger» pour les modèles médians représentatifs des différents types de la BDT Grenoble. En haut : méthode 1; En bas : méthode 2; A gauche: types béton armé; A droite: types maçonnerie (d'après [251]).

## 5.4 Conclusions

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant sont généralement développées sur la base d'observations post-sismiques des pays à forte sismicité. Elles ne sont pas toujours, pour des raisons économiques, adaptées à des pays à sismicité modérée. Pourtant, dans l'exemple de la France, la sismicité historique montre des destructions importantes qui justifient les besoins en méthodes d'évaluations, mais adaptées au contexte français. Le bâti existant français étant par certains côtés assez similaire à celui de l'Italie, une méthode basée sur les développements italiens a été élaborée dans le cadre du projet VULNERAP. Elle consiste

à estimer le dommage moyen en conformité avec l'échelle européenne à partir de recherches visuelles de critères structuraux simples. La méthode italienne a été adaptée de façon à alléger la recherche d'informations. Appliquée au bâti niçois, elle montre des variations inférieures à un degré de l'échelle de dommage EMS98 par comparaison à une méthode plus sophistiquée. Même incomplète, cette méthode permet à moindre coût d'avoir une première hiérarchisation de la vulnérabilité, par quartier ou pour un groupe d'immeuble, permettant de prévoir des études plus sophistiquées et plus coûteuses, focalisées sur les ensembles de bâtiments apparaissant comme les plus vulnérables.

Cependant, les méthodes empiriques restent imprécises, avec une signification statistique qui limite leur utilisation à un grand nombre de bâtiments. L'apport des mesures de vibrations ambiantes est une alternative intéressante pour proposer des modèles de vulnérabilité. La connaissance des propriétés dynamiques d'un bâtiment existant est un processus indispensable dans l'évaluation de son comportement sous séisme et de sa vulnérabilité. Dès que l'on parle de bâti ancien, le manque d'informations disponibles et le nombre d'incertitudes rendent son évaluation difficile. On montre ainsi que les vibrations ambiantes sont une alternative intéressante à la fois pour connaître la fréquence fondamentale de la structure, son amortissement mais également ses modes de déformations et donc son fonctionnement sous séisme. Ces paramètres peuvent fournir un modèle modal équivalent. Cette dernière approche permet alors de simuler le comportement de la structure soumis à un séisme de référence pour en simuler sa déformation. Ces procédés peuvent alors intervenir dans les processus de simulation push-over ou pour caler des modèles numériques explorant des comportements non-linéaires (grandes déformations) ainsi que dans la définition de courbes de fragilité du dommage léger.

## 6 Conclusions

L'augmentation des populations dans des noyaux urbains de plus en plus grands, exposés aux séismes et constitués d'un habitat hétérogène de qualité très variable sont les ingrédients qui positionnent le milieu urbain parmi les éléments les plus critiques de la chaîne du risque sismique. En effet, et les relations dommages physiques/pertes en vies humaines le montrent bien, il y a une forte corrélation entre le nombre de constructions endommagées après un séisme et celui des victimes. Sa connaissance devient alors un élément important à maîtriser pour gérer, prédire et évaluer sa vulnérabilité et son intégrité post-sismique. Il en est de même pour la définition et la reconnaissance des zones présentant les effets de site les plus marqués. On constate que la plupart des villes sont construites sur des remplissages sédimentaires, confirmant l'importance de ce phénomène dans l'évaluation du risque sismique.

Il est donc indispensable de se doter de moyens permettant cette évaluation, sachant qu'un milieu urbain est vaste et hétérogène. La variabilité de la réponse d'une structure à un séisme introduit également une incertitude importante dans l'évaluation de sa vulnérabilité mais aussi dans l'estimation des dommages. Bien souvent deux échelles d'espace (échelle de la ville ou du bâtiment) et trois échelles de temps (avant, pendant et après le séisme) sont invoquées lors des études sismiques en milieu urbain.

### 6.1 Analyse modale d'objet naturel

Un système peut dans tous les cas être caractérisé par ses propriétés dynamiques telles que sa fréquence de vibration et son amortissement intrinsèque, mais aussi la façon qu'il aura de se déformer sous une sollicitation dynamique. Ce dernier aspect se traduit par l'identification et l'analyse des modes de vibrations du système. Ses modes rendent compte à la fois de sa géométrie mais aussi de ses propriétés dynamiques. L'utilisation de cette information n'est pas nouvelle en soi puisque dès 1922 Omori [271] l'utilisa afin de comprendre comment une structure de génie civil se déforme sous une sollicitation sismique. Une autre application concerne les bassins sédimentaires. Une de leurs caractéristiques dynamiques est de résonner selon des modes qui dépendent à la fois de leurs propriétés mécaniques (vitesse de propagation des ondes de cisaillement) et de leur géométrie. Par exemple, Bard et Bouchon [31] ont caractérisé analytiquement les modes de vibration de bassins théoriques ayant une géométrie complexe (3D) et soumis à une sollicitation sismique. Une autre propriété de ces modes est qu'ils varient en fonction de l'évolution des propriétés des objets. Cette variation temporelle est directement reliée à celle de leurs propriétés mécaniques et il est donc possible de réaliser un suivi des modes afin de caractériser des variations temporelles du milieu. Dans le cas d'objets naturels, il est ainsi pertinent de se demander de quelle façon leurs propriétés vibratoires évoluent dans le temps.

L'identification des modes de vibrations fait l'objet d'un intérêt particulier dans l'industrie aéronautique et mécanique [351] mais aussi en dynamique des structures [251]. De nombreuses méthodes existent qui peuvent être classées selon que l'on connaît (*input-output*) ou non (*output only*) la sollicitation d'entrée, et selon que l'on connaît a priori (*paramétrique*) ou non (*non paramétrique*) le modèle de comportement de l'objet à étudier. On peut trouver une large description de ces méthodes dans Cunha and Caetano [95] qui en présentent les avantages et inconvénients. Dans notre cas, des travaux récents développés au LGIT [251] ont montré la capacité de la méthode dite Frequency Domain Decomposition [357] à identifier à l'aide des

vibrations ambiantes les modes de déformations de structures. Ces vibrations ambiantes sont les informations en sortie de notre système (*output only method*) et peuvent être analysées sans aucune information a priori sur le modèle de comportement du système (*non paramétrique*). Il est ainsi tout à fait réaliste d'évaluer leurs modes de résonance sur la base des vibrations ambiantes mais également en utilisant des enregistrements de séismes.

Des premières tentatives ont été menées sur les données du forage de Belleplaine (Projet ANR-BELLEPLAINE, Guadeloupe), instrumenté en verticale par plusieurs capteurs. L'analyse modale de la colonne de sol permet d'identifier le comportement du système et d'identifier les paramètres modaux, éléments essentiels pour comprendre le mouvement du sol en surface. D'autres analyses doivent se poursuivre, avec toujours le souci d'améliorer la compréhension du mouvement sismique en milieu urbain.

## 6.2 Risque sismique à l'échelle de la ville

L'étendue des concentrations urbaines, de plus en plus importantes et hétérogènes, impose de développer des approches globales. Les techniques d'imagerie satellite qui se développent depuis quelques années fournissent des sources d'informations intéressantes. Une première tentative sur la ville de Grenoble [251] [336] a permis d'identifier quelques paramètres structuraux pouvant entrer dans la caractérisation du milieu urbain à des fins d'évaluation de sa vulnérabilité. Chiroiu [79] et Chesnel [76] proposèrent également une approche globale afin d'identifier visuellement les quartiers les plus endommagés suite à des tremblements de terre majeurs. A l'échelle internationale, en relation avec les réseaux de surveillances sismologiques, des cartes de dommages empiriques établies sur la base d'informations croisées du bâti et du mouvement du sol sont produites donnant une estimation des dommages sismiques (USGS, EMSC/CSEM etc), informations à destination des autorités locales et de la population. L'utilisation des données de télédétection pour l'estimation en temps de crise des dommages engendrés par un séisme ayant causé des dégâts importants ou des destructions aux bâtiments est une pratique bien reconnue comme le montre l'intégration des phénomènes sismiques à la Charte internationale « Espace et catastrophes majeures » (<http://www.disasterscharter.org/>). L'intérêt évident de la télédétection est dans sa capacité d'avoir rapidement une vision à la fois large et précise d'une région touchée sans être dépendant des difficultés d'accès et de travail au sol inhérente à ce type de crise.

L'apport de l'imagerie satellitaire ou aérienne permet d'évaluer quelques propriétés du milieu urbain jusqu'aux bâtiments individuels dans le cas de données VHR (Very High Resolution). On peut citer par exemple l'extraction automatique des formes urbaines [229] ou d'objets tels que les routes ou les bâtiments [69] [336]. Ces informations deviennent alors très intéressantes pour l'évaluation de la vulnérabilité à l'échelle globale puisque les formes urbaines permettent de délimiter des zones homogènes dans lesquelles la vulnérabilité physique au séisme peut être évaluée de façon statistique [260] [251]. D'autre part, à l'intérieur de ces zones, l'extraction d'informations structurales aide aussi à l'évaluation de la vulnérabilité physique. La difficulté revient alors à lier les paramètres urbains et la vulnérabilité, de façon quantitative. Les questions qui se posent alors sont : quelles informations issues de l'imagerie permettent une meilleure estimation de la vulnérabilité physique? Quelle erreur est faite par rapport à l'évaluation in-situ basée sur les paramètres structuraux?

La prédiction et l'estimation des dommages doivent ainsi se caler sur une évaluation juste de la vulnérabilité sismique en liaison avec les caractéristiques urbaines. Des tentatives ont déjà

été lancées, que ce soit par l'identification de zones urbaines homogènes pour l'évaluation de la vulnérabilité [251] ou pour l'évaluation des dommages post-sismiques par identification visuelle de changements [294]. Ces dernières années, l'utilisation de l'imagerie satellitaire (optique ou radar) a montré son utilité pour l'évaluation des dommages en zones urbaines, faisant suite à de gros tremblements de terre. La plupart du temps, cette évaluation est fondée sur l'identification visuelle des zones touchées [294], sur l'analyse des formes des bâtiments endommagés [298] ou sur la détection automatisée de changement [346] pour laquelle deux approches peuvent être envisagées: analyse pixel par pixel ou basée sur l'extraction d'objets. Des études comparatives reprenant ces différentes approches ont été menées comme par exemple sur le séisme de Bam (Earthquake Spectra, numéro spécial [322]). Il en ressort qu'actuellement ces méthodes sont surtout sensibles aux dommages importants. Un travail reste à faire pour mieux quantifier le niveau de dommage sismique se rapprochant des échelles classiques (par ex., l'EMS98) en fonction des changements observés et pour évaluer les erreurs faites par rapport à la réalité terrain. Des lacunes existent encore sur la relation entre les paramètres physiques issus de l'imagerie et la vulnérabilité et les dommages réellement observés in-situ. Plusieurs interrogations apparaissent aussi concernant les zones faiblement endommagées, telles que celles des pays à sismicité modérée.

Il existe aussi des tentatives de caractériser les effets de site par imagerie satellite. Plutôt que les effets de site directs, les tentatives déjà réalisées essayent de caractériser la nature du sol, soit en reliant la pente des terrains, disponible à l'échelle du globe grâce au modèle global d'élévation, à la nature de la formation géologique (rocher ou sédiment), soit en analysant la subsidence par imagerie radar, puisque un terrain sédimentaire présentera des tassements plus importants que le rocher. Certes, ces techniques restent très approximatives mais combinant à la fois les images urbaines et les images "sédimentaires", on peut imaginer une évaluation à l'échelle globale du risque sismique.

Cependant, l'acquisition in-situ d'informations reste une étape incontournable si l'on souhaite détailler le risque sismique à l'échelle d'une ville.

### **6.3 Risque sismique à l'échelle d'un bâtiment**

Par ailleurs, on sait qu'au cours d'une sollicitation sismique forte, les paramètres modaux des structures évoluent, en particulier les fréquences, traduisant l'endommagement transitoire des bâtiments. Ces paramètres, si l'intégrité de la structure est irréversiblement affectée, montrent des variations résiduelles qui peuvent nous renseigner sur l'état du bâtiment après la secousse sismique. La mesure des paramètres modaux, et de leur variation co-sismique ou post-sismique, fait l'objet de nombreux développements instrumentaux et algorithmiques, en particulier basés sur l'utilisation des vibrations ambiantes. Cette activité conduit à l'élaboration de nombreux projets industriels pour améliorer l'acquisition et le traitement des données bruit de fond ou vibrations ambiantes (e.g., [70]).

Quelques recherches scientifiques menées dans le cadre de projets ANR précédents (ARVISE, ANR-06-PRGCU-007-01) et régionaux (VULNERALP) ont confirmé que les mesures de vibrations ambiantes dans les structures donnent une bonne estimation des paramètres modaux sous petites déformations. Ces mesures de vibrations ambiantes, rapides et fiables, ont permis lors d'intervention post-sismiques, de tester l'intégrité d'un grand nombre de constructions, sur la base du décalage de la fréquence de vibration de la structure entre avant et après la secousse sismique [111].

Malgré tout, de nombreuses inconnues sur la signification de la variation des paramètres modaux vis-à-vis de l'endommagement persistent, que ce soit la fréquence de résonance mais aussi l'amortissement et les déformées modales. C'est pourquoi de plus en plus de données de séismes en bâtiment sont disponibles dans le monde, ainsi qu'en France grâce au programme d'instrumentation de bâtiments en zones sismiques mené par le Réseau Accélérométrique Permanent. Ces données doivent permettre de comprendre la variation transitoire des paramètres avec la sollicitation, leur variation résultante avec un niveau de dommage et selon le schéma instrumental d'évaluer la propagation des ondes dans la structure. Souvent, le paramètre uniquement considéré est la fréquence de résonance, très rarement l'amortissement et la déformée modale car ces derniers nécessitent des algorithmes plus sophistiqués. Pourtant, il est pertinent de rapprocher l'état microscopique des éléments d'une structure à son comportement macroscopique. Les nouvelles techniques d'imagerie basées sur l'utilisation d'outils de la géophysique peuvent contribuer à comprendre la relation entre endommagement et paramètres modaux [224].

Par ailleurs, la vibrométrie laser par lidars à détection cohérente hétérodyne (ou lidars cohérents), qui sont sensibles au décalage fréquentiel introduit par effet Doppler lors de la rétrodiffusion du laser sur une cible en mouvement, permet la mesure de vitesse de vibration à distance. Les systèmes actuels effectuent des mesures coopératives à courte distance de visée, avec des faisceaux laser focalisés. Dans ces hypothèses, la physique de la mesure est connue et maîtrisée. Il existe d'ailleurs des systèmes commerciaux de ce type. Leur utilisation pour la mesure des fréquences propres de vibrations de ponts a déjà été démontrée [192] [193] [335]. Par contre, la mesure à longue distance (d'une centaine de mètres à quelques kilomètres voire quelques dizaines de kilomètres) par lidars à détection hétérodyne sur des cibles non coopératives est beaucoup plus complexe du fait des turbulences atmosphériques et de l'interaction laser-cible. Une première démonstration expérimentale de la faisabilité de la mesure des fréquences modales d'immeubles par lidar a été réalisée en collaboration entre le LGIT et l'ONERA [150]. Il reste cependant de nombreuses interrogations sur la signification des paramètres modaux obtenus par vibrations ambiantes par rapport au comportement de la structure sous séisme, tout comme la signification de l'amortissement détecté.

## References

- [1] ATC 21. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook. Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1988.
- [2] FEMA 310. *Handbook for the seismic evaluation of existing buildings*. Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency,, Washington D.C., Etats-Unis, 1998.
- [3] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). Technical Report November, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [4] ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [5] A. Abdel-Ghaffar and R. Scott. Experimental investigation of the dynamic response characteristics of an earth dam. In EERI, editor, *Proceedings of the second US National Conference on Earthquake Engineering*, volume 1, pages 1026–1035, 1979.
- [6] A.M. Abdel-Ghaffar and R.F. Scott. An investigation of the dynamic characteristics of an earth dam. Technical Report EERL 78-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1978.
- [7] R. Abercrombie. A summary of attenuation measurements from borehole recordings of earthquakes: the 10 Hz transition problem. *Pure and Applied Geophysics*, 153:475 – 487, 1998.
- [8] H. Afra. *Identification du comportement sismique de bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques*. Phd thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble (France), 1991.
- [9] J. Aguirre and K. Irikura. Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(5):1244–1258, 1997.
- [10] K. Aki. A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust. *Geophysics*, 30:665, 1965.
- [11] K. Aki and P. G. Richards. *Quantitative seismology*. University Science Books, 2nd edition, 700 pages, 2002.
- [12] A. Aldea, Demetriu S., Albota E., and T. Kashima. Instrumental response of buildings. Studies within JICA project in Romania. In *International Symposium on Seismic Risk Reduction (ISSRR)*, number 6, pages 157–170, Bucharest, Romania, 2007.
- [13] A. Alfaro, L. Pujades, X. Goula, T. Susagna, B. M. Navarro, F. J. Sanchez, and J. A. Cañas. Preliminary map of soil's predominant periods in Barcelona using microtremors. *Pure and Applied Geophysics*, 158(12):2499–2511, 2001.
- [14] J. L. Alford and G.W. Housner. A dynamic test of a four-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 43(1):7–16, 1953.
- [15] A. Alvandi and C. Crémona. Assessment of vibration-based damage identification techniques. *Journal of Sound and Vibration*, 292:179–202, 2006.



- [16] T. Anagnos, C. Rojahn, and A.S. Kiremidjian. Nceer-atc joint study on fragility of buildings. Technical report NCEER-95-0003, NCEER, 1995.
- [17] J. G. Anderson, P. Bodin, J. N. Brune, J. Prince, S. K. Singh, R. Quaas, and M. Onate. Strong ground motion from the Michoacan, Mexico, earthquake. *Science*, 233(4768):1043–1049, 1986.
- [18] P. Angeletti and C. Gavarini. Un metodo di valutazione della vulnerabilita sismica per edifice esistenti di cemento armato, confronti sperimentali. Technical report, Atti del II Convegno Nazionale sulla Ingegneria Sismica in Italia, Italy, 1984.
- [19] R.J. Apsel and J.E. Luco. Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15:213–231, 1987.
- [20] R. J. Archuleta, S. H. Seale, P. V. Sangas, L. M. Baker, and Swain S. T. Garner valley downhole array of accelerometers: Instrumentation and preliminary data analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(4):1592–1621, 1992.
- [21] A. Arias. A measure of earthquake intensity. In R. J. Hansen, editor, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pages 438–483, Cambridge, Massachusetts, 1970. MIT Press.
- [22] S. A. Ashford, N. Sitar, J. Lysmer, and N. Deng. Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(3):701–709, 1997.
- [23] J.C. Asmussen, R. Brincker, and S.R. Ibrahim. Statistical theory of the vector random decrement technique. *Journal of Sound and Vibration*, 226(2):329–344, 1999.
- [24] K. Atakan and Colleagues. *H/V technique : experimental conditions, deliverable D08.02. Site Effects Assessment Using Ambient Excitations (SESAME project).*, European Commission, Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, 2002.
- [25] G. M. Atkinson. Single-station sigma. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(2):446–455, 2006.
- [26] N. Augenti, E. Cosenza, M. Dolce, G. Manfredi, A. Masi, and L. Samela. Performance of school buildings during the 2002 molise, italy, earthquake. *Earthquake Spectra*, 20:257–270, 2004.
- [27] H. Bachmann. *Vibration problems in structures*. Birkhäuser, 1996.
- [28] P.-Y. Bard. The importance of rocking in building motion: an experimental evidence. In *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, volume VIII, pages 333–338, August 2-9, 1988.
- [29] P.-Y. Bard. The H/V technique: capabilities and limitations based on the results of the sesame project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1):1–2, doi:10.1007/s10518-008-9059-4, 2008.
- [30] P.-Y. Bard, H. Afra, and P. Argoul. *Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, chapter IV-6 Dynamic behaviour of buildings: experimental results from strong motion data, pages 441–478. French Association for Earthquake Engineering, 1992.

- [31] P.-Y. Bard and M. Bouchon. The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(2):519–541, 1985.
- [32] P.-Y. Bard, A.-M. Duval, E. Bertrand, J.-F. Vassiliadès, S. Vidal, C. Thibault, B. Guyet, J.-P. Mèneroud, P. Guéguen, P. Foin, F. Dunand, S. Bonnefoy-Claudet, and G. Vetori. Le risque sismique à Nice: apport méthodologique, résultats et perspectives opérationnelles. Technical Report Rapport final GEMGEP, 52 pages, CETE-Méditerranée, <http://www.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/rapportfinalgemgep-part1-cle546382.pdf>, 2005.
- [33] P.-Y. Bard, P. Guéguen, and A. Wirgin. A note on the seismic wavefield radiated from large building structures into soft soils. In *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, number paper No 1838, Acapulco, Mexico, June 23-28 1996.
- [34] P.Y. Bard. Diffracted waves and displacement field over two-dimensional elevated topographies. *Geophysical Journal International*, 71(3):731–760, 1982.
- [35] C. Beauval, P.-Y. Bard, P. Moczo, and J. Kristek. Quantification of frequency-dependent lengthening of seismic ground-motion duration due to local geology: applications to the Volvi area (Greece). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(01):371–385, 2003.
- [36] D. Benedetti, G. Benzoni, and M.A. Parisi. Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16(2):183–201, 1998.
- [37] J. A. Blume. A machine for setting structures and ground into forced vibrations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 25(4):361–379, 1935.
- [38] J. A. Blume. Response of highrise buildings to ground motion from underground nuclear detonations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(6):2343–2370, 1969.
- [39] J. A. Blume. Highrise building characteristics and responses determined from nuclear seismology. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62(2):519–540, 1972.
- [40] S. Bonnefoy-Claudet. *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site*. PhD thesis, 185 pages, Université Joseph Fourier, Grenoble (France), 2004.
- [41] S. Bonnefoy-Claudet, C. Cornou, P.Y. Bard, and F. Cotton. *Nature of noise wavefield, deliverable D13.08*. Site Effects Assessment Using Ambient Excitations (SESAME project)., European Commission, Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, 2004.
- [42] S. Bonnefoy-Claudet, F. Cotton, and P.Y. Bard. The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies. A literature review. *Earth Science Review*, 79:205–227, 2006.
- [43] D. M. Boore. The effect of simple topography on seismic waves: Implications for the accelerations recorded at Pacoima dam, San Fernando Valley, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(5):1603–1609, 1973.
- [44] R. D. Borchardt. Effects of local geology on ground motion near San Francisco bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60:29–61, 1970.
- [45] R. Bossu, G. Mazet-Roux, S. Rives, S. Marin, and M. Aupetit. Internet users as seismic sensors for improved earthquake response. *EOS, Transactions American Geophysical Union*, 89(25):doi:10.1029/2008EO250001, 2008.

- [46] M. Bouchon and J. S. Barker. Seismic response of a hill: the example of Tarzana, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(1A):66–72, 1996.
- [47] M. Bouchon, C. A. Schultz, and M. N. Toksöz. Effect of three-dimensional topography on seismic motion. *Journal of Geophysical Research*, 101(B3):5835–5846, 1996.
- [48] M. Bour, D. Fouissac, P. Dominique, and C. Martin. On the use of microtremor recordings in seismic microzonation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(7-8):465–474, doi:10.1016/S0267-7261(98)00014-1, 1999.
- [49] C. Boutin, S. Hans, E. Ibraim, and P. Roussillon. In Situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part II: Seismic integrity threshold. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12):1531–1546, 2005.
- [50] S. C. Bradford, J. F. Clinton, J. Favela, and T. H. Heaton. Results of Millikan Library forced vibration testing. Technical Report EERL 2004-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 2004.
- [51] F. Braga, M. Dolce, and D. Liberatore. Southern Italy November 23, 1980 earthquake: A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the m.s.k.-76 scale. Technical report 503, CNR-PFG, 1982.
- [52] F. Braga, M. Dolce, and D. Liberatore. Influence of different assumptions on the maximum likelihood estimation of the macroseismic intensities. In *Proceedings 4th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Firenze, Italy, 1983.
- [53] L. Cabanas, B. Benito, and M. Herraiz. An approach to the measurement of the potential structural damage of earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:79–92, 1997.
- [54] J. L. Camba. Comportement des bâtiments en béton précontraint soumis à l'action des séismes. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, (522), 1994.
- [55] E.P. Carden and P. Fanning. Vibration based condition monitoring: A review. *Structural health monitoring*, 3(4):355–377, DOI: 10.1177/1475921704047500 2004.
- [56] D. S. Carder. *Earthquake investigations in California, 1934-1935*, chapter 5 Vibration observations, pages 49–106. Number Spec. Publ. n°201. U.S. Coast and Geodetic Survey, 1936.
- [57] D. S. Carder. Observed vibrations of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 26(3):245–277, 1936.
- [58] D. S. Carder. Observed vibrations of steel water towers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 26(1):69–81, 1936.
- [59] R.R. Castro, J.G. Anderson, and S.K. Singh. Site response attenuation and source spectra of S waves along the Guerrero, Mexico, subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80:1481–1503, 1990.
- [60] T. K. Caughey and H. J. Stumpf. Transient response of a dynamic system under random excitation. *Journal of Applied Mechanics*, pages 563–566, 1961.

- [61] M. Causse, E. Chaljub, F. Cotton, C. Cornou, and P.-Y. Bard. New approach for coupling k-2 and empirical Green functions: application to the blind prediction of broadband ground-motion in the Grenoble basin. *Geophysical Journal International*, in press, 2009.
- [62] M. Causse, F. Cotton, C. Cornou, and P.Y. Bard. Calibrating median and uncertainty estimates for a practical use of Empirical Green's Functions technique. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(1):344–353, 2008.
- [63] M. Celebi. Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(4):1147–1167, 1987.
- [64] M. Celebi. Comparison of damping in buildings under low amplitude and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59:309–323, 1996.
- [65] M. Celebi. Before and after retrofit - response of a building during ambient and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 77 and 78:259–268, 1998.
- [66] M. Celebi, L. T. Phan, and R. D. Marshall. Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(1):1–15, 1993.
- [67] M. Celebi and E. Safak. Seismic response of Transamerica building. I : Data and preliminary analysis. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), 1991.
- [68] CETE. Synthèse bibliographique : évaluation du potentiel de liquéfaction des sols à partir d'essais in situ. Rapport de Recherche Opération 11E031, Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées, Lyon, Janvier 2004.
- [69] J. Chanussot, G. Mauris, and G. Lambert. Fuzzy fusion techniques for linear features detection in multitemporal SAR images. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 37(3-1):1292–1305, 1999.
- [70] J.-L. Chatelain, P. Guéguen, B. a Guillier, J. Fréchet, F. Bondoux, J. Sarraut, P. Sulpice, and J.M. Neuville. Cityshark: A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71(6):698–703, 2000.
- [71] J.-L. Chatelain, B. Guillier, F. Cara, A.-M. Duval, K. Atakan, P.-Y. Bard, R. Azzara, S. Bonnefoy-Claudet, A. Borges, M. Bottger Sorensen, G. Cultrera, G. Di Giulio, F. Dunand, D. Fäh, P. Guéguen, J. Ripperger, P. Teves Costa, J.-F. Vassiliades, S. Vidal, and J. Wassner. Evaluation of the influence of experimental conditions on H/V results from ambient noise recordings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1):33–74, doi:10.1007/s10518-007-9040-7, 2007.
- [72] J.-L. Chatelain, B. Guillier, and I. A. Parvez. False site effects: The Anjar case, following the 2001 Bhuj (India) earthquake. *Seismological Research Letters*, 79(6):816, 2008.
- [73] F. J. Chávez-García, M. Rodríguez, E. H. Field, and D. Hatzfeld. Topographic site effects. A comparison of two nonreference methods. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(6):1667–1673, 1997.

- [74] F.J. Chavez-Garcia and P.-Y. Bard. Surface ground motion modifications by the presence of a thin resistant layer. Applications to Mexico City. In *9<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, volume 4-B, pages 37–46, Moscow, 1990.
- [75] J.L. Chazelas, P. Guéguen, P.Y. Bard, and J.F. Semblat. Modélisation de l'effet site-ville en modèles réduits centrifugés. In *Actes du 6ème colloque National AFPS*, volume I, pages 245–252, Palaiseau, France, 2003.
- [76] A.-L. Chesnel. *Quantification de dégâts sur le bâti liés aux catastrophes majeures par images satellite multimodales très haute résolution*. PhD thesis, Ecole nationale supérieure des Mines de Paris, Paris (France), 2008.
- [77] S. Chevrot, M. Sylvander, S. Benahmed, C. Ponsolles, J.-M. Lefèvre, and D. Paradis. Source locations of secondary microseisms in western europe: Evidence for both coastal and pelagic sources. *Journal of Geophysical Research*, 112(B11301):doi:10.1029/2007JB005059, 2007.
- [78] L. Chirou. Damage assessment of the 2003 Bam, Iran earthquake using Ikonos imagery. *Earthquake Spectra*, 21(S1):219–224, 2005.
- [79] L. Chirou. *Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension à d'autres risques naturels*. PhD thesis, 187 pages, Université Denis Diderot, Paris VII, Paris (France), 2004.
- [80] J. Chrostowski, C.M. Duke, G.C. Hart, G. Howard, P. Ibanez, R. DiJulio, Y. Kharraz, R.B. Matthiesen, and C.B. Smith. Simulating strong motion earthquake effects on nuclear power plants using explosive blasts. Technical Report UCLA-34-P-193-10; UCLA-ENG-7119, California Univ., Nuclear Energy Lab., Los Angeles, 229 pages, 1972.
- [81] S. P. Clemence, editor. *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. ASCE, 1292 pages, 1986.
- [82] J. F. Clinton, S. C. Bradford, T. H. Heaton, and J. Favela. The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1):237–257, 2006.
- [83] R.W. Clough and J. Penzien. *Dynamics of Structures*. Mc Graw-Hill, New-York, 2nd edition, 738, ISBN 0-07-011394-7, 1993.
- [84] A. Coburn and R. Spence. *Earthquake protection*. John Wiley and Sons, Ltd, 2nd edition, 420 pages, 2002.
- [85] D. Combescure, P. Guéguen, and B. Lebrun. Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. Cahier technique, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), Paris (France), 2005.
- [86] C. Cornou and P.-Y. Bard. Site-to-bedrock over 1D transfer function ratio: an indicator of the proportion of edge-generated surface waves? *Geophysical Research Letters*, 30(9):1453, 2003.
- [87] C. Cornou, P.-Y. Bard, and M. Dietrich. Contribution of dense array analysis to the identification and quantification of basin-edge-induced waves, part II: Application to Grenoble basin (French Alps). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(6):2624–2648, 2003.

- [88] C. Cornou, P. Guéguen, P.-Y. Bard, and E. Haghshenas. Ambient noise energy bursts observation and modeling: Trapping of harmonic structure-soil induced-waves in a topmost sedimentary layer. *Journal of Seismology*, 8:507–524, 2004.
- [89] J.F. Corté, editor. *Centrifuge 88. Proc. Int. Conf on geotechnical centrifuge model*. Number 610 pages. Paris (France), 1988.
- [90] F. Cotton, G. Pousse, F. Bonilla, and F. Scherbaum. On the discrepancy of recent European ground-motion observations and predictions from empirical models: Analysis of KiK-net accelerometric data and point-sources stochastic simulations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(5):2244–2261, DOI: 10.1785/0120060084 2008.
- [91] R. Crawford and H. S. Ward. Determination of the natural periods of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54(6):1743–1756, 1964.
- [92] C. Crémona. Détection et localisation d'endommagements - l'apport de l'évaluation dynamique des structures. *Recherche et Innovation*, 7:89–100, 2003.
- [93] H. Crowley and R. Pinho. Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1):93–119, 2004.
- [94] A. Cunha and E. Caetano. From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pages 11–27, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- [95] A. Cunha and E. Caetano. Experimental modal analysis of civil engineering structures. *Sound and Vibration*, pages 12–20, 2006.
- [96] C. Davison. Fusakichi Omori and his work on earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 14(4):240–255, 1924.
- [97] J. Delgado, C. Lopez Casado, A.C. Estevez, J. Giner, A. Cuenca, and S. Molina. Mapping soft soils in the Segura river valley (SE Spain): a case study of microtremors as an exploration tool. *Journal of Applied Geophysics*, 45:19–32, 2000.
- [98] J. Delgado, C. Lopez Casado, A.C. Estevez, J. Giner, A. Cuenca, and S. Molina. Microtremors as a geophysical exploration tool: applications and limitations. *Pure and Applied Geophysics*, 157:1445–1462, 2000.
- [99] F. Demoraes. Movilidad, elementos esenciales y riesgos en el distrito metropolitano de Quito. *Colección Quito Metropolitano*, 26(ISBN 9978-970-53-3.):230 pages, 2005.
- [100] M. Dietrich, G. Ménard, and C. Cornou. Combined P and SH vibroseis profiling in the Isère valley near Grenoble, France. In Geophysical Research Abstracts, editor, *Proc. EGU General Assembly*, volume 7, page 10387, Vienna, Austria, 24-29 April 2005.
- [101] R. S. Dietz. Continent and ocean basin evolution by spreading of the sea floor. *Nature*, 190:854–857, 1961.
- [102] DIPCN. Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes. Technical report, UN DHA, Genève, 83 pages, 1992.
- [103] M. Dolce, A. Masi, M. Marino, and M. Vona. Earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) including site effects. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1:115–140, 2003.

- [104] J. Douglas. Earthquake ground-motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth Science Review*, 61(1-2):43–104, 2003.
- [105] J. Douglas, D. Bertil, A. Roullé, P. Dominique, and P. Jousset. A preliminary investigation of strong-motion data from the French Antilles. *Journal of Seismology*, 10:271–299, 2006.
- [106] S. Drouet, S. Chevrot, F. Cotton, and A. Souriau. Simultaneous inversion of source spectra, attenuation parameters, and site responses: Application to the data of the French Accelerometric Network. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(1):198–219, 2008.
- [107] F. Dunand. *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique*. Phd thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble (France), 2005.
- [108] F. Dunand, P.-Y. Bard, J.-L. Chatelain, P. Guéguen, T. Vassail, and M. Farsi. Damping and frequency from Randomdec method applied to in situ measurements of ambient vibrations. Evidence for effective soil-structure interaction. In *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, 2002.
- [109] F. Dunand, P.Y. Bard, P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Pilot, and T. Vassail. Auscultation dynamique de bâtiments : comparaisons séismes-bruit de fond et avant-après travaux. In *VI Colloque National AFPS*, volume 2, pages 145–152, Ecole Polytechnique, Paris, Juillet 2003. Association Francaise de Génie Parasismique.
- [110] F. Dunand, P. Guéguen, P.Y. Bard, J. Rodgers, and M. Celebi. Comparison of the dynamic parameters extracted from weak, moderate and strong building motion. In *1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology*, number 1021, Geneva, Switzerland, 6-8 September 2006.
- [111] F. Dunand, Y. Ait Meziane, P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Guillier, R. Ben Salem, M. Hadid, M. Hellel, A. Kiboua, N. Laouami, D. Machane, N. Mezouer, A. Nour, E.H. Oubaiche, and A. Remas. Utilisation du bruit de fond pour l'analyse des dommages des bâtiments de Boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003. *Mém. Serv. Géol. Alg.*, 12(177-191), 2004.
- [112] A.-M. Duval. *Détermination de la réponse d'un site aux séismes à l'aide du bruit de fond. Evaluation expérimentale*. Phd thesis, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, Paris (France), Décembre 1996.
- [113] EC8. *Design provisions for earthquake resistance of structures*. European commission, Bruxelles, 1998.
- [114] A. Elenas and K. Meskouris. Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Engineering Structures*, 23(6):698–704, 2001.
- [115] S. Erlingsson and A. Bodare. Live load induced vibrations in Ullevi stadium-dynamic soil analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15:171–188, 1996.
- [116] M. Ewald, H. Igel, K.-G. Hinzen, and F. Scherbaum. Basin-related effects on ground motion for earthquake scenarios in the Lower Rhine Embayment. *Geophysical Journal International*, 166(1):197–212, 2006.

- [117] E. Faccioli, V. Pessina, G.M. Calvi, and B. Borzi. A study on damage scenarios for residential buildings in Catania City. *Journal of Seismology*, 3:327–343, 1999.
- [118] D. Fäh, E. Rüttener, T. Noack, and P. Kruspan. Microzonation of the city of Basel. *Journal of Seismology*, 1:87–102, 1997.
- [119] M. Farsi. *Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponse vibratoire. Vulnérabilité du bâti existant*. Phd thesis, 295 pages, Université Joseph Fourier, Grenoble, 1996.
- [120] M. Farsi and P.-Y. Bard. Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble. *Revue Française de Génie Civil*, 8(2):149–179, 2004.
- [121] I. Favella and T.H. Heaton. Energy radiation from multistory buildings under harmonic excitation. *Seismological Research Letters*, 71(1):221, 2000.
- [122] J. Favella. *Energy radiation from a multi-story building*. Phd thesis, 314 pages, California Institute of Technology, Pasadena, California., 2004.
- [123] FEMA. *HAZUS Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.
- [124] FEMA. *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook (FEMA154)*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2002.
- [125] E. H. Field and K. Jacob. A comparison and test of various site-response estimation techniques including three are not reference-site dependent. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85:1127–1143, 1995.
- [126] Association for Earthquake Disaster Prevention, editor. *International Symposium on The effects of surface geology on seismic motion*, volume 1-3, Odawara, Japan, March 25-27, 961 pages, 1992.
- [127] D. A. Foutch. A study of the vibrational characteristics of two multistory buildings. Technical Report EERL 76-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1976.
- [128] D. A. Foutch, G.W. Housner, and P.C. Jennings. Dynamic responses of six multistory buildings during the San Fernando earthquake. Technical Report EERL 75-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1975.
- [129] G.O. Fritz-de la Orta. Screening methodology for the seismic assessment of particular buildings in Los Alamos national laboratory. In *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Mexico, 1996.
- [130] M.R. Gallipoli, Mucciarelli M., Ponzo F., Dolce M., D'Alema E., and Maistrello M. Buildings as a seismic source: analysis of e release test at Bagnoli. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6):2457–2464, 2006.
- [131] C. Gavarini and N. Nistico. Nota 2 – vulnerabilità sismica degli edifici in cemento armato: Nota 3: definizione della vulnerabilità mediante rette danno-accelerazione. *Ingegneria Sismica*, 2, 1991.



- [132] C. Gavarini and A. Paolone. Nota 2 - portam: un software per la valutazione della resistenza alle azioni laterali di telai spaziali in c.a. tamponati. *Ingegneria Sismica*, 2, 1991.
- [133] G. Gazetas. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2:2–42, 1983.
- [134] G. Gazetas. *Foundation engineering handbook*, chapter Foundation vibrations, pages 553–593. Van Nostrand Reinhold, 2nd edition, 1991.
- [135] L. Géli, P.Y. Bard, and B. Jullien. The effect of topography on earthquake ground motion: A review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1):42–63, 1988.
- [136] GNDT. *Istruzioni per la Compilazione de lla Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy, 1986. in Italian.
- [137] R. K. Goel and A. K. Chopra. Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering*, pages 426–433, 1998.
- [138] J.P. Groby and Wirgin A. Seismic motion in urban sites consisting of blocks in welded contact with a soft layer overlying a hard half-space. *Geophysical Journal International*, 172(2):725–758, 2004.
- [139] G. Gruenthal, editor. *European Macroseismic Scale 1998*, volume 19. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 2001.
- [140] J. Guedes, P. Pégon, and A. Pinto. A fibre Timoshenko beam element in CASTEM 2000. Technical report i.94.31-I-21020, Joint Research Center ISPRA, Ispra, Italy, 1994.
- [141] P. Guéguen. Interaction entre le bâti existant et le mouvement du sol dans les sites urbains. Rapport de master, 40 pages, Université Joseph Fourier, Grenoble, 1995.
- [142] P. Guéguen. Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville Rhône Alpine - Application à Grenoble, 2006.
- [143] P. Guéguen and P.-Y. Bard. Soil-structure and soil-structure-soil interaction: experimental evidence at the Volvi test site. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(5):657–693, 2005.
- [144] P. Guéguen, P.-Y. Bard, and F.J. Chavez-Garcia. Site-City interaction in Mexico City-like environments: An analytical study. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(2):794–811, 2002.
- [145] P. Guéguen, P.Y. Bard, and C. Sousa Oliveira. Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90(6):1464–1479, 2000.
- [146] P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Guillier, and H. Yepes. An indication of the soil topmost layer response in Quito (Ecuador) using H/V spectral ratio. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19:127–133, 2000.
- [147] P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Guillier, H. Yepes, and J. Egred. Site effect and damage distribution in Pujili (Ecuador) after the 28 March 1996 earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17:329–334, 1998.

- [148] P. Guéguen, C. Cornou, S. Garambois, and J. Banton. On the limitation of the H/V spectral ratio using seismic noise as an exploration tool: application to the grenoble valley, a small apex ratio basin. *Pure and Applied Geophysics*, 164(1):1–20, doi:10.1007/s00024-006-0151-x, 2007.
- [149] P. Guéguen and S. Garambois. Correlation of the 2-10Hz H/V noise spectral ratio resonance with geotechnical and geophysical surveys for seismic response of sediments. *Pure and Applied Geophysics*, soumis, 2009.
- [150] P. Guéguen, V. Jolivet, C. Michel, and A.-S. Schweitzer. Comparison of velocimeter and coherent Lidar measurements for building frequency assesment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, soumis, 2009.
- [151] P. Guéguen, C. Michel, and L. Le Corre. A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions: application to Grenoble (France). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3):467–490, 2007.
- [152] P. Guéguen, K. Négulescu, C. Michel, R. Rey, and T. Vassail. Sismo-DT : Représentation des enjeux d'un séisme - Vulnérabilités publiques de l'agglomération grenobloise. Thème 3 : Evaluation de la vulnérabilité. Rapport de recherche, LGIT Grenoble, Grenoble (France), 2006.
- [153] P. Guéguen and T. Vassail. VULNERALP - Typologie de l'agglomération grenobloise. Rapport technique, Conseil Régional Rhône-Alpes, Grenoble (France), 2004.
- [154] B. Guillier, K. Atakan, J.-L. Chatelain, J. Havskov, M. Ohrnberger, F. Cara, A.-M. Duval, S. Zacharopoulos, and P. Teves-Costa. Influence of instruments on the H/V spectral ratios of ambient vibrations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1):3–31, 2008.
- [155] K. Guler, E. Yuksel, and A. Kocak. (2008). estimation of the fundamental vibration period of existing rc buildings in turkey utilizing ambient vibration records. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2):140–150, 2008.
- [156] Field E. H., Johnson P. A., Beresnev I. A., and Zeng Y. Nonlinear ground-motion amplification by sediments during the 1994 northridge earthquake. *Nature*, 390:599–602, 1997.
- [157] Hess H. H. History of ocean basins. *Geological Society of America*, pages 599–620, 1962.
- [158] A.H. Hadjian. Seismic soil-structure interaction: a full circle. In *Memorias X Congreso Nacional de Ingenieria Sismica*, pages 1–16, Puerto Vallarta, Mexico, 1993.
- [159] E. Haghshenas, P. Y. Bard, N. Theodulidis, and Sesame WP04 Team. Empirical evaluation of microtremor H/V spectral ratio. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1):75–108, doi:10.1007/s10518-007-9058-x, 2008.
- [160] S. Hans. *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation - Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique*. PhD thesis, INSA Lyon, France, 2002.
- [161] S. Hans, C. Boutin, E. Ibraim, and P. Roussillon. In Situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part I: Experimental investigations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12):1513–1529, 2005.

- [162] N. A. Haskell. Crustal reflection of plane SH waves. *Journal of Geophysical Research*, 65:4147–4150, 1960.
- [163] H.-B. Havenith, D. Faeh, S. Alvarez-Rubio, and D. Roten. Response spectra for the deep sediment-filled Rhône valley in the Swiss Alps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(1):17–38, 2009.
- [164] J. He and Z.-F. Fu. *Modal analysis*. Butterworth-Heinemann Editor, 304 pages, ISBN-13:978-0750650793. 2001.
- [165] N.R. Hill and A.R. Levander. Resonances of low-velocity layers with lateral variations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74:521–537, 1984.
- [166] T. Hisada and K. Nakagawa. Vibration tests of various types of building structures up to failure. In *1st World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, Berkeley, 1956. Earthquake Engineering Research Institute and University of California.
- [167] L.-L. Hong and W.-L. Hwang. Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:327–337., 2000.
- [168] G. W. Housner. Spectrum intensities of strong-motion earthquakes. In Earthquake Engineering Research Institute, editor, *Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, Los Angeles, California, 1952.
- [169] G.W. Housner. Interaction of buildings and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47:179–186, 1957.
- [170] G.W. Housner. Intensity of ground motion shaking near the causative fault. In *Proceedings of the Third World Conference of Earthquake Engineering*, volume 1, pages 94–109, Auckland, New Zealand, 1965.
- [171] G.W. Housner and A. G. Brady. Natural periods of vibration of buildings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 89:31–65, 1963.
- [172] T.K. Hsieh. Foundation vibrations. *Proceedings of Institut of Civil Engineers*, 22:211–225, 1962.
- [173] C. S. Huang and C. H. Yeh. Some properties of Randomdec signatures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 13(3):491–507, 1999.
- [174] D. E. Hudson. A new vibration exciter for dynamic test of full scale structures. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1961.
- [175] D. E. Hudson. Synchronized vibration generators for dynamic tests of full-scale structures. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1962.
- [176] D. E. Hudson. Dynamic tests of full scale structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, pages 1141–1157, 1977.
- [177] D. E. Hudson, J. L. Alford, and G.W. Housner. Reponse of a structure to an explosive-generated ground shock. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1952.

- [178] D. E. Hudson and G.W. Housner. Vibration tests of a steel-frame building. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1954.
- [179] D. E. Hudson, W.O. Keightley, and N.N. Nielsen. A new method for the measurement of the natural period of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54:233–241, 1964.
- [180] R.L. Husid. Analisis de terremotos: Analisis general. *Revista del IDIEM*, 8(1):21–42, 1969.
- [181] M. Ibs-von Seht and J. Wohlenberg. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89:250–259, 1999.
- [182] I. M. Idriss. Response of soft soil sites during earthquakes. In *Proceedings memorial symposium to honour Professor Harry Bolton Seed*, pages 273–289, Berkeley California, 1990.
- [183] H. Iemura and P.C. Jennings. Hysteretic response of a nine-story reinforced concrete building during the San Fernando earthquake. Technical Report EERL 73-07, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1973.
- [184] International Conference of Building Officials, California. *Uniform Building Code 88*, 1988.
- [185] Y. Irie and K. Nakamura. Dynamic characteristics of a RC building of five stories based on microtremor measurements and earthquake observations. In *12th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, Auckland, New-Zealand, 2000.
- [186] K. Irikura, K. Kudo, H. Okada, and T. Sasatani, editors. *Second International Symposium on the effects of surface geology on seismic motion*, volume 1-3, Yokohama, Japan, 1994 pages, 1998. Balkema.
- [187] ISSMGE. Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. Technical Report 209 pages, 1999.
- [188] P. C. Jennings. Distant motion from a building vibration test. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(6):2037–2043, 1970.
- [189] P. C. Jennings and J.H. Kuroiwa. Vibration and soil-structure interaction tests of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(3):891–916, 1968.
- [190] P.C. Jennings, R.B. Matthiesen, and J. Brent Hoerner. Forced vibration of a 22-story steel frame building. Technical Report EERL-71-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1971.
- [191] G. D. Jeong and W. D. Iwan. The effect of earthquake duration on the damage of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16:1201–1211, 1988.
- [192] K. Kaito, M. Abe, and Y. Fujino. An experimental modal analysis for RC-bridge decks based on non-contact vibration measurement. In *Proceedings of IMAC-XIX a conference on structural dynamics*, volume 2, pages 1561–1567, 2001.

- [193] K. Kaito, M. Abe, and Y. Fujino. Development of non contact scanning vibration measurement system for real-scale structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1(3):189–205, 2005.
- [194] K. Kanai and T. Tanaka. Vibration test of actual reinforced concrete building. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 29(4):617–626, 1951.
- [195] K. Kanai, T. Tanaka, and T. Suzuki. Vibration experiments with the actual buildings. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 27(1-4):91–95, 1949.
- [196] K. Kanai and S. Yoshizawa. On the damping of vibration of actual buildings I. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 30(2):121–126, 1952.
- [197] K. Kanai and S. Yoshizawa. On the period and the damping of vibration in actual buildings. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 39(3):477–489, 1961.
- [198] H. Kanamori, J. Mori, D.L. Anderson, and T.H. Heaton. Seismic excitation by the space shuttle columbia. *Nature*, 349:781–782, 1971.
- [199] T. Kashima. Strong motion network operated by Building Research Institute. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3):84–89, 2004.
- [200] T. Kashima and Y. Kitagawa. Dynamic characteristics of an 8-storey building estimated from strong motion records. In *Proceedings 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology*, number 1005, Geneva, Switzerland, 3-8 septembre 2006.
- [201] E. Kausel. Forced vibrations of circular foundations on layered media. Research Report R77-3, MIT, Boston, USA, 1974.
- [202] H. Kawase. The cause of the damage belt in Kobe: The basin-edge effect, constructive interference of the direct S-wave with the basin-induced diffracted/Rayleigh waves. *Seismological Research Letters*, 67(5):25–34, 1996.
- [203] H. Kawase and K. Aki. Topography effect at the critical SV-wave incidence: Possible explanation of damage pattern by the Whittier Narrows, California, earthquake of 1 October 1987. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(1):1–22, 1990.
- [204] B. L. N. Kennett. Reflections, ray and reverberations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64:1685–1696, 1974.
- [205] M. Kham, J.-F. Semblat, P.-Y. Bard, and P. Dangla. Seismic Site–City Interaction: Main governing phenomena through simplified numerical models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(5):1934–1951, DOI: 10.1785/0120050143, 2006.
- [206] T. Kiimura, O. Kusakabe, and J. Tekemura, editors. *Int Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Japan, 919 pages, 1998. Balkema.
- [207] W. Y. Kim, L.R. Sykes, J.H. Armitage, J.K. Xie, K.H.Jacob, P.G. Richards, M. West, F. Waldhauser, J. Armbruster, L. Seeber, W.X. Du, and A. Lemer-Am. Seismic waves generated by aircraft impacts and building collapses at World Trade Center, New-York City. *EOS, Transactions American Geophysical Union*, 82-47:565, 2001.
- [208] C. Kircher, A. Nassar, O. Kustu, and W. Holmes. Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), 1997.

- [209] Y. Kitada, M. Kinoshita, M. Iguchi, and N. Fukuwa. Soil-structure interaction effect on an Npp reactor building. Activities of Nupec: achievements and the current status. In M. Celebi and I. Okawa, editors, *Proc. UJNR workshop on Soil-Structure Interaction*, number paper no 18., Menlo Park, California, September 22-23 1999.
- [210] H.Y. Ko and F. McLean (Editors). *Int Conf. Centrifuge 91*. Balkema, Boulder (USA), 616 pages, edition, 13-14 june 1991.
- [211] M. D. Kohler, P. M. Davis, and E. Safak. Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA Factor Building. *Earthquake Spectra*, 21(3):715–736, 2005.
- [212] M. D. Kohler, T. H. Heaton, and S. C. Bradford. Propagating waves in the steel, moment-frame factor building recorded during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(4):1334–1345, 2007.
- [213] K. Kudo. Practical estimates of sites response. State-of-art report. In *5th International Conference on Seismic Zonation*, volume III, pages 1875–1907, Nice, France, October 17-19, 1995.
- [214] K. Kudo, S. Tsuno, S. Sasatani, M. Horike, S. Higashi, T. Maeda, B. Bettig, and P.-Y. Bard. Estimation of s-wave velocity structure in the grenoble area using the spac method for array data of microtremors. December 2000.
- [215] I. Kuliyeu. Investigation of dynamic characteristics of the off-shore oilfield structure. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, volume 1, Roma, Italy, 1973.
- [216] J.H. Kuroiwa. Vibration test of a multistory building. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1967.
- [217] C. Laborderie. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse des structures en béton*. PhD thesis, Université Paris 6., Paris (France), 1991.
- [218] C. Lacave, F. Lemeille, P. Guéguen, E. Priolo, C. Barnaba, A. Vuan, G. Costa, A. Gosar, P. Suhadolc, D. Fäh, D. Roten, P. Tissières, S. Tadenuma, P.-Y. Bard, F. Cotton, C. Eva, V. Giraud, R. Paolucci, F. Bonilla, P. Foray, and J. Jerram. Generic alpine valley characterization. Cd-rom, Projet Interreg 3B, Sismoalp, 2006.
- [219] C. Lachet, D. Hatzfeld, P.-Y. Bard, N. Theodulidis, C. Papaioannou, and A. Savvaidis. Site effects and microzonation in the city of Thessaloniki (Greece), comparison of different approaches. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86:1692–1703, 1996.
- [220] S. Lagomarsino and S. Giovinazzi. Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4:415–443, 2006.
- [221] H. Lamb. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. *Philosophical transactions of the Royal Society*, A-203:1–42, 1904.
- [222] K. Lang and H. Bachmann. On the seismic vulnerability of existing unreinforced masonry buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(3):407–426, 2003.

- [223] C. A. Langston. Corvallis, Oregon, crustal and upper mantle receiver structure from tele-seismic P and S waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 67:713–724, 1977.
- [224] E. Larose and S. Hall. Monitoring stress related velocity variation in concrete with a 2.10-5 relative resolution using diffuse ultrasound. *Journal of Acoustic Society of America*, 125:1853–1857, 2009.
- [225] A. Laurendeau. Amortissement des ondes dans les terrains sédimentaires. Rapport de master, Master Science de la terre et de l'environnement, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.
- [226] B. Lebrun, D. Hatzfeld, and P.Y. Bard. A site effect study in urban area: experimental results in Grenoble (France). *Pure and Applied Geophysics*, 158:2543–2557, 2001.
- [227] B. Lebrun, D. Hatzfeld, P.Y. Bard, and M. Bouchon. Experimental study of the ground motion on a large scale topographic hill at Kitherion (Greece). *Journal of Seismology*, 3(1):1–15, 1999.
- [228] L.-H. Lee, K.-K. Chang, and Y.-S. Chun. Experimental formula for the fundamental period of RC buildings with shear-wall dominant systems. *The Structural Design of Tall Buildings*, 9:295–307, 2000.
- [229] S. Lefevre, J. Weber, and D. Sheere. Automatic building extraction in VHR images using advanced morphological operators. In *Proceedings of NIEEE/ISPRS Joint Workshop on Remote Sensing and Data Fusion over Urban Areas (URBAN)*, doi:10.1109/URS.2007.371825., Paris (France), April 2007.
- [230] F. Lemeille, P.-Y. Bard, F. Cotton, and Hatzfeld D. Effet de site sur les ondes sismiques: forage de Montbonnot (Isère). In *Réunion des Sciences de la Terre*, La Villette, Paris, April 2000.
- [231] P. Lemoine. *Volcans et tremblements de terre*. Number 185 pages. Hachette, bibliothèque des merveilles edition, 1928.
- [232] J. Lermo and F. J. Chavez-Garcia. Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83:1574–1594, 1993.
- [233] A. R. Levander and N.R. Hill. P-SV resonances in irregular low-velocity surface layers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75:847–864, 1985.
- [234] A. Levret, C. Loup, and X. Goula. The Provence earthquake of June 02 1909 (France): New assessment of near-field effects. In *8th European Conference on Earthquake Engineering*, volume 2, page 4.2.79, Lisbon, Portugal, September 1986.
- [235] G. Lombardo, G. Cocco, M. Corrao, S. Imposa, R. Azzara, F. Cara, and A. Rovelli. Results of microtremor measurements in the urban area of Catania, Italy. *Bolletino Di Geofisica Teorica ed Applicata*, 41:317–334, 2001.
- [236] J. E. Luco, M.D. Trifunac, and H. L. Wong. On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(6):1961–1983, 1987.
- [237] J.E. Luco. Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium. *Nuclear Engineering and Design*, 31:204–217, 1974.

- [238] J.E. Luco and R.A. Westmann. Dynamic response of circular footing. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 97(EM 5):1381, 1971.
- [239] C.F. Lueng, F.H. Lee, and E.T.S. Ten, editors. *Int Conf. Centrifuge 94*, Singapore, 836 pages, 1994. Balkema.
- [240] C. Lutoff. *Le système urbain niçois face à un séisme. Méthode d'analyse des enjeux et des dysfonctionnements potentiels*. PhD thesis, 367 pages, Université de Savoie, Chambéry, 2000.
- [241] J. Lysmer. *Vertical motions of rigid footings*. PhD thesis, University of Michigan, 1965.
- [242] V MacLamore, G.C. Hart, and J. E. Luco. A new method for the measurement of the natural periods of buildings. *Journal of Structural Division ASCE*, 97:2567–2582, 1971.
- [243] G. Manos, M. Demosthenous, M. Triamataki, B. Yasin, and P. Skalkos. Construction and instrumentation of a 5 storey masonry infilled RC building at the Volvi - Thessaloniki Euroseistest site. Correlation of measured and numerically predicted dynamic properties. In *Proceeding of the third International Conference on Earthquake Engineering*, Amman, Jordania, 1995.
- [244] M. Matsuoka and F. Yamazaki. Building damage mapping of the 2003 Bam, Iran earthquake using Envisat/ASAR intensity imagery. *Earthquake Spectra*, 21(S1):285–294, 2005.
- [245] T. McCormack and F. Rad. An earthquake loss estimation methodology for buildings based on atc-13 and atc-21. *Earthquake Spectra*, 13(4), 1997.
- [246] MEDD. *Le risque sismique*. Délégation aux risques Majeurs, Ministère de l'environnement, Paris (France), 1982.
- [247] J. Medvedev. *Engineering Seismology*. Academia Nauk Press, Moscow, 260 pages, 1962.
- [248] R. Meli, E. Faccioli, D. Murià-Vila, R. Quaas, and R. Paolucci. A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1):89–111, 1998.
- [249] M. Menegoto and P. Pinto. Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. In *Proceedings of IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads*, page 328, Lisbon, Portugal, 1973.
- [250] M. Meremonte, A. Frankel, E. Cranswick, D. Carver, and D. Worley. Urban seismology - Northridge aftershocks recorded by multi-scale arrays of portable digital seismographs. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(5):1350–1363, 1996.
- [251] C. Michel. *Vulnérabilité sismique: de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ: application à Grenoble*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble (France), 211 pages 2007.
- [252] C. Michel and P. Guéguen. Seismic vulnerability assessment using ambient vibrations : method and validation. In *Proc. 1st Int. Operational Analysis Conference*, pages 337 – 344., Copenhagen, Denmark, April 26-27 2005.



- [253] C. Michel and P. Guéguen. Time-frequency analysis of small frequency variations in civil engineering structures under weak and strong motion. *Structural health monitoring*, soumis, 2009.
- [254] C. Michel, P. Guéguen, and P.-Y. Bard. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(8):593–604, 2008.
- [255] C. Michel, P. Guéguen, S. El Arem, J. Mazars, and P. Kotronis. Full scale dynamic response of a RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, page soumis, 2009.
- [256] C. Michel, P. Guéguen, P. Lestuzzi, and P.-Y. Bard. Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of French buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, soumis, 2009.
- [257] P. Moczo and P.-Y. Bard. Wave diffraction, amplification and differential motion near strong lateral discontinuities. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(1):65–106, 1993.
- [258] K. Moslem and M.D. Trifunac. Spectral amplitudes of strong earthquake accelerations recorded in buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(2):100–107, 1987.
- [259] M. Motosaka, T. Sato, and Y. Yamamoto. The amplitude dependent dynamic characteristics of an existing building before and after seismic retrofit. In *Proceedings of the 13rd World Conference on Earthquake Engineering*, number 1023, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [260] P. Mouroux and B. Lebrun. Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):323–339, 2006.
- [261] M. Mucciarelli, M.R. Gallipolo, F. Ponzo, and M. Dolce. Seismic waves generated by oscillating buildings: analysis of a release test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23:255–262, 2003.
- [262] M. Mucciarelli, A. Masi, M.R. Gallipoli, P. Harabaglia, M. Vona, F. Ponzo, and M. Dolce. Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(5):1943–1953, 2004.
- [263] M. Mucciarelli and G. Monachesi. A quick survey of local amplifications and their correlation with damage observed during the Umbro-Marchesan (Italy) earthquake of September 26, 1997. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(2):1–13, 1998.
- [264] Y. Nakamura. A method for dynamic characteristics estimations of subsurface using microtremors on the ground surface. *QR of RTRI*, 30:25–33, 1989.
- [265] National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED). The Kyoshin Network K-NET : the Japanese Strong Motion Network.
- [266] G. Nicoud, G. Royer, J.-C. Corbin, F. Lemeille, and A. Paillet. Creusement et remplissage de la vallée de l'Isère au Quaternaire récent. Apports nouveaux du forage GMB1 (1999) dans la région de Grenoble (France). *Géologie de la France*, 4:39–49, 2002.

- [267] M. Nogoshi and T. Igarashi. On the propagation characteristics of microtremor. *Journal of the seismological society of Japan*, 23:264–280, 1970.
- [268] M. Nogoshi and T. Igarashi. On the amplitude characteristics of microtremor. *Journal of the seismological society of Japan*, 24:26–40, 1971.
- [269] E.I. Novikova and M.D. Trifunac. Duration of ground motion in terms of earthquake magnitude, epicentral distance, site conditions and site geometry. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23:1023–1043, 1994.
- [270] Y. Ohta, H. Ohashi, and H. Kagami. A semi-empirical equation for estimating occupant casualty in an earthquake. In *8th European Conference on Earthquake Engineering*, volume 2-3, pages 81–88, Lisbon, Portugal, 1986.
- [271] F. Omori. The semi-destructive earthquake of April 26, 1922. *Seismological Notes (Imperial Earthquake Investigation Committee)*, 3:1–30, 1922.
- [272] Guéguen P. *Interaction sismique entre le sol et le bâti: de l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville*. Phd thesis, 184 pages, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2000.
- [273] T.-C. Pan, J. Brownjohn, and X.-T. You. Correlating measured and simulated dynamic responses of a tall building to long-distance earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33:611–632, 2004.
- [274] A. A. Panou, N. Theodulidis, P. Hatzidimitriou, K. Stylianidis, and C. Papazachos. Ambient noise horizontal-to-vertical spectral ratio in site effects estimation and correlation with seismic damage distribution in urban environment: the case of the city of Thessaloniki (Northern Greece). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25:261–274, 2005.
- [275] R. Paolucci. Soil-structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City. *European earthquake Engineering*, 3:33–44, 1993.
- [276] J.-F. Parent. *Grenoble, deux siècles d'urbanisme*, Grenoble, volume Presse Universitaire. Presse Universitaire de Grenoble, Grenoble (France), 1982.
- [277] S. Parolai, P. Bormann, and C. Milkereit. New relationships between Vs, thickness of sediments and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne area (Germany). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92:2521–2527., 2002.
- [278] A. Pecker. *Dynamique des sols*. Presses de l'école nationale des ponts-et-chaussées, Paris, 260 pages, 1984.
- [279] H. Pedersen, B. Lebrun, D. Hatzfeld, M. Campillo, and P.Y. Bard. Ground-motion amplitude across ridges. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(6):1786–1800, 1994.
- [280] C. Péquegnat, P. Guéguen, D. Hatzfeld, and M. Langlais. The french accelerometric network (RAP) and national data centre (RAP-NDC). *Seismological Research Letters*, 79(1):79–89, 2008.
- [281] J. Petrovski, D. Jurukovski, and T. Paskalov. Dynamics properties of fourteen-story reinforced concrete building from full-scale forced vibration study and formulation of mathematical model. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, volume 1, Rome, 1973.

- [282] R. Phillips, P.J. Guo, and R. Popescu, editors. *Physical modelling in Geotechnics, ICPMG'02*. Balkema, 1025 pages, 2002.
- [283] J-P. Pierre and M. Montagne. The 20 april 2002, mw 5.0 au sable forks, new york, earthquake : a supplementary source of knowledge on earthquake damage to lifelines and buildings in eastern north america. *Seismological Research Letters*, 75(5):626–635, 2004.
- [284] K. Pitilakis, P. Hatzidimitriou, P.-Y. Bard, G. Manos, and D. Jongmans. *Earthquake Construction and Design*, chapter EUROSEISTEST Volvi-Thessaloniki – A European test-site for engineering seismology, earthquake engineering and seismology. Balkema, Rotterdam, 196 pages, 1996.
- [285] G. Pousse, F. Bonilla, F. Cotton, and L. Margerin. Nonstationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability: Application to the K-Net Japanese database. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6):2103–2117, DOI: 10.1785/0120050134 2006.
- [286] Règles PS92. *Règles de construction parasismique*. Association Française de Normalisation (AFNOR), 1995. in French.
- [287] E. Reissner. Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde masse erregte schwingungen eines homogenen elastischen halbraumes. *Ing. Arch.*, 7:381, 1936.
- [288] F.E. Richart and R.V. Whitman. Comparison of footing vibrations tests with theory. *Journal of Soil Mechanics*, 1967.
- [289] C. F. Richter. An instrumental earthquake magnitude scale. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 25:1–32, 1936.
- [290] Risk-UE. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. WP4: Vulnerability of current buildings*. European Project, EVK4-CT-2000–00014, 2003.
- [291] J.R.R. Ritter, S.F. Balan, J. Bartlakowski, T. Diehl, B. Jaskolla, O. Sebe, H. Sudhaus, and F. Wenzel. URS - URban Seismology in Bucharest, Romania. In *Geophysical Research Abstracts*, volume 8, 2006.
- [292] D. Roten, D. Fäh, C. Cornou, and D. Giardini. Two-dimensional resonances in alpine valleys identified from ambient vibration wavefields. *Geophysical Journal International*, 165(3):889–905, 2006.
- [293] E. Safak and M. Celebi. Analyses of recorded responses of two high-rise buildings during the Loma Prieta earthquake of October 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(5):2087–2110, 1991.
- [294] K. Saito, R. Spence, C. Going, and M. Markus. Using high-resolution satellite images for post-earthquakes building damage assessment: a study following the 26 January 2001 Gujarat earthquake. *Earthquake Spectra*, 20(1):145–169, 2004.
- [295] F. J. Sánchez-Sesma. Elementary solutions for response of a wedge-shaped medium to incident SH and SV waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3):737–742, 1990.

- [296] H. Sandi, O. Stancu, and M. Stancu. Stiffness evolution for some structures subjected to successive strong earthquakes. In *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, 2002.
- [297] A.S. Scarlat. Seismic assessment of existing building in Israël. In *Proceeding of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris (France), 1998.
- [298] C. Schweier, A. Markus, and E. Steinle. Simulation of earthquake caused building damages for the development of fast reconnaissance techniques. *Natural Hazard and Earth System Sciences*, 4:285–293, 2004.
- [299] H. B. Seed and I. M. Idriss. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 94:93–137, 1969.
- [300] H. B. Seed, R. Murarka, J. Lysmer, and I. M. Idriss. Relationships of maximum acceleration, maximum velocity, distance from source, and local site conditions for moderately strong earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66:1323–1342, 1976.
- [301] Seismocare. Seismocare computed aided reduction of seismic risk with application to existing cities, town planning and construction - directions to fill in the vulnerability form GNDT levels 1 and 2. Research report, Projet Européen Environment and Climate 1994-1998., 1998.
- [302] K. Sezawa and K. Kanai. Decay in seismic vibration of a simple or tall building structure by dissipation of their energy into the ground. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, XIII(3):681–697, 1935.
- [303] J.-G. Sieffert and F. Cevaer. *Handbook of impedance functions, surface foundations*. Presses Académiques, 173 pages, 1992.
- [304] R. Snieder and E. Safak. Extracting the building response using seismic interferometry: theory and application to the Millikan Library in Pasadena, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(2):586–598, 2006.
- [305] R. Spence, J. Bommer, D. Del Re, J. Bird, N. Aydinoglu, and S. Tabuchi. Comparing loss estimation with observed damage: a study of the 1999 Kocaeli earthquake in Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1:83–113, 2003.
- [306] R. Spence and B. Lebrun. Earthquake scenarios for european cities – the risk-ue project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):special issue, 2006.
- [307] D. Spina and B.G. Lamonaca. Strengthening assessment of buildings using vibrations tests. In *Proceeding of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris (France), 1998.
- [308] P. Spudich, M. Hellweg, and W. H. K. Lee. Directional topographic site response at Tarzana observed in aftershocks of the 1994 Northridge, California, earthquake: Implications for mainshock motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(1B):S193–S208, 1996.
- [309] L. Stehly, M. Campillo, and N. Shapiro. A study of the seismic noise from its long-range correlation properties. *Journal of Geophysical Research*, 111(B10306), 2006.

- [310] S. Steimen, D. Fäh, F. Kind, C. Schmid, and D. Giardini. Identifying 2D resonance in microtremor wave fields. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2):583–599, 2003.
- [311] J.P. Stewart, G.L. Fenves, and R.B. Seed. Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(1):26–37, 1999.
- [312] J.P. Stewart, G.L. Fenves, and R.B. Seed. Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(1):38–48, 1999.
- [313] I.R. Stubbs and V.R. MacLamor. The ambient vibration survey. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italy, 1973.
- [314] M. T. Suidan and R. A. Eubanks. Cumulative fatigue damage in seismic structures. *Journal of Structural Division ASCE*, 99:923–943, 1973.
- [315] T. Tanaka, S. Yoshizawa, Y. Osawa, and T. Morishita. Period and damping of vibration in actual buildings during earthquakes. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 47(6):1073–1092, 1969.
- [316] M. Tapia, T. Susagna, and X. Goula. Definition and computation of parametric data. Deliverables D2, EC project number 026130, NERIES projet, Sixth Framework Programme, 2008.
- [317] A. Teramo, M. Maugeri, A. Bottari, and D. Termini. On a quick seismic microzonation of wide areas. *Pure and Applied Geophysics*, 162:671–682, 2005.
- [318] P. Teves-Costa, C.S. Oliveira, and M. L. Senos. Effects of local site and building parameters on damage distribution in Angra do Heroísmo – Azores. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27:986–999, 2007.
- [319] N. Theodoulidis, G. Cultrera, V. De Rubeis, F. Cara, A. Panou, M. Pagani, and P. Teves-Costa. Correlation between damage distribution and ambient noise H/V spectral ratio: the SESAME project results. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1):109–140, doi: 10.1007/s10518-008-9060-y, 2008.
- [320] F. Thouvenot. Le séisme d’epagny (haute-savoie) du 15 juillet 1996. Rapport de mission 128 pages, AFPS, Paris (France), 1996.
- [321] F. Thouvenot, J. Fréchet, L. Jenatton, and J.-F. Gamond. The Belledonne Border Fault: identification of an active seismic strike-slip fault in the Western Alps. *Geophysical Journal International*, 155:174–192, 2003.
- [322] K. Tierney, B. Khazai, T. Tobin, and F. Krimgold. Social and public policy issues following the 2003 Bam, Iran, earthquake - Special Issue. *Earthquake Spectra*, 21:S513, 2005.
- [323] M.I. Todorovska. Estimation of instantaneous frequency of signals using the continuous wavelet transform. Technical report, University of Southern California, Report CE 01-07, January 2004.
- [324] T. Travarasrou, J. D. Bray, and N. A. Abrahamson. Empirical attenuation relationship for Arias intensity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(7):1133–1155, 2003.

- [325] M.D. Trifunac. Ambient vibration test of a thirty-nine story steel frame building. Technical Report EERL-70-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1970.
- [326] M.D. Trifunac. Wind and microtremor induced vibrations of a twenty-two story steel frame building. Technical Report EERL-70-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1970.
- [327] M.D. Trifunac. Comparison between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1:133–150, 1972.
- [328] M.D. Trifunac. Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62:63–83, 1972.
- [329] M.D. Trifunac and A. G. Brady. A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581–626, 1975.
- [330] M.D. Trifunac, S.S. Ivanovic, M.I. Todorovska, E.I. Novikova, and A.A Gladkov. Experimental evidence for flexibility of a building foundation supported by concrete friction piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18:169–187, 1999.
- [331] M.D. Trifunac and E.I. Novikova. Duration of earthquake fault motion in California. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(6):781–799, 1995.
- [332] Y.-B. Tsai and C.-P. Lee. *Strong Motion Instrumentation Programs in Taiwan*, volume 58 of *Nato Science IV: Earth and Environmental*. Springer Netherlands, 255–278, doi:10.1007/1-4020-3812-7, 2005.
- [333] F. E. Udwadia and P. Z. Marmarelis. The identification of building structural systems. I. The linear case. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66(1):125–151, 1976.
- [334] F. E. Udwadia and M.D. Trifunac. Time and amplitude dependent response of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2:359–378, 1974.
- [335] F. Uehan. Development of non-contact vibration measuring system for inspection of seismic damage to railway structures. In *Proceedings of 14th world conference on earthquake engineering*, number 05-06-0136, Beijing, China, 2008.
- [336] S. Valero, J. Chanussot, and P. Guéguen. Classification of basic roof types based on VHR optical data and digital elevation model. In *Proceedings of IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium - IGARSS*, number paper 1327, Boston, Massachusetts, U.S.A, July 6-11 2008.
- [337] M. Vallon. Estimation de l'épaisseur d'alluvions et sédiments quaternaires dans la région grenobloise par inversion des anomalies gravimétriques. Internal Report 34 pp, IRSN/CNRS, (in French), 1999.
- [338] J. K. Vandiver, A. B. Dunwoody, R. B. Campbell, and M. F. Cook. A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique. *Journal of Mechanical Design*, 104:307–313, 1982.
- [339] E. Vanmarcke and S.-S. P. Lai. Strong-motion duration and rms amplitude of earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70(4):1293–1307, 1980.

- [340] A.S. Veletsos and Y.T. Wei. Lateral and rocking vibration footings. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97:1227–1248, 1971.
- [341] C. Ventura, B. Laverick, R. Brincker, and P. Andersen. Comparison of dynamic characteristics of two instrumented tall buildings. In *Proceedings 21st International Modal Analysis Conference (IMAC)*, 2003.
- [342] C. Ventura, W.-D. Liam Finn, J.F. Lord, and N. Fujita. Dynamic characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurement and low level earthquake shaking. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23:313–322, 2003.
- [343] I. Villemure and R.G. Sexsmith. Structural identification by impact testing. In *Proceeding of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, Netherlands, 1998.
- [344] C. Voisin, P. Guéguen, J.R. Grasso, and C. Gomes. Sites effects in the Vallorcine valley. In P.Y. Bard, E. Chaljub, C. Cornou, F. Cotton, and P. Guéguen, editors, *Proc. 3rd Int. Symp. on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, number 010, Grenoble, 29 August - 01 September, 2006. LCPC Editions.
- [345] P. Volant, N. Orbovic, and F. Dunand. Seismic evaluation of existing nuclear facility using ambient vibration test to characterize dynamic behavior of the structure and microtremor measurements to characterize the soil: a case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22:1159–1167, 2002.
- [346] T. Vu, M. Matsuoka, and F. Yamazaki. Detection and animation of damage using very high resolution satellite data following the 2003 Bam, Iran earthquake. *Earthquake Spectra*, 21(S1):S319–S327, 2005.
- [347] M. Vucetic and R. Dobry. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(1):89–107, 1991.
- [348] J.-H. Wang. Urban seismology in the Taipei metropolitan area: review and prospective. *Terr. Atmos. Ocean. Sci.*, 19(3):213–233, 2008.
- [349] H. S. Ward and R. Crawford. Wind-induced vibrations and building modes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 56(4):793–813, 1966.
- [350] W. M. West. Illustration of the use of modal assurance criterion to detect structural changes in an orbiter test specimen. In *Proceeding of Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity*, pages 1–6, 1984.
- [351] W. M. West. Illustration of the use of modal assurance criterion to detect structural changes in an Orbiter test specimen. In *Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity*, pages 1–6, 1984.
- [352] R.V. Whitman, J. W. Reed, and S.-T. Hong. Earthquake damage probability matrices. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 2531–2540, Roma, Italy, 1973.
- [353] A. Wirgin. Amplification résonante du tremblement d'une chaîne de montagne cylindrique soumise à une onde SH. *Compte Rendu de l'Académie des Sciences*, 311:651–655, 1989.

- [354] A. Wirgin and P.-Y. Bard. Effects of buildings on the duration and amplitude of ground motion in Mexico City. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86:914–920, 1996.
- [355] J.P. Wolf. *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall Inc, 1985.
- [356] H.L. Wong, M.D. Trifunac, and B. Westermo. Effects of surface and subsurface irregularities on the amplitudes of monochromatic waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 67:353–368, 1977.
- [357] L. Zhang, R. Brincker, and P. Andersen. Modal indicators for operational modal identification. In *19th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Kissimmee, Florida, 2001.



**Habilitation à Diriger les Recherches de l'Université  
Joseph Fourier - Grenoble I**

*Titre de l'ouvrage :*

**Sismologie Urbaine:  
Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine.**

*Auteur :*

**Philippe GUEGUEN**

*Etablissement :*

**Observatoire de Grenoble  
Laboratoire de Géophysique Interne  
et Tectonophysique**

*Résumé :* Coburn et Spence (2002) rappellent qu'au cours du dernier siècle, le coût des séismes ramené à la valeur de l'année 2000 est de l'ordre de mille milliard de dollars. Rapporté par an, ils constatent que cette valeur augmente au cours du XXème siècle, essentiellement à cause de l'augmentation et de la concentration des populations dans les grands centres urbains exposés à un aléa sismique fort. Des agglomérations de plus en plus grandes, exposées aux séismes et constituées d'un habitat hétérogène et de qualité très variable, sont donc les ingrédients qui positionnent le milieu urbain à l'étape la plus critique de l'évaluation du risque sismique. Cette position est renforcée du fait que de nombreuses villes gigantesques (mega-cities) exposées se trouvent, pour des raisons historiques et sociologiques, sur des remplissages sédimentaires majeurs, facteur aggravant de l'aléa sismique local. Le bâti existant va également présenter une hétérogénéité forte, conséquence de l'évolution de ses caractéristiques structurales au cours du temps, renforçant l'idée d'une ville vulnérable et fragile. Enfin, tandis que le risque sismique consiste bien souvent à aborder séparément l'aléa de la vulnérabilité, il n'est pas surprenant que l'urbain puisse modifier, perturber, voir même contaminer le mouvement sismique incident, en particulier lorsque l'habitat est dense et massif, ce qui à l'aube du 21ème siècle semble être l'évolution majeure des grandes concentrations urbaines. Au cours de cet exposé, nous aborderons la sismologie urbaine en essayant de comprendre sur des résultats expérimentaux récents la façon de réagir d'un milieu urbain à une sollicitation sismique. Deux échelles d'espace seront discutées: la réponse de la ville en montrant comment celle-ci peut à la fois subir le séisme (vulnérabilité sismique) et contribuer de façon significative au mouvement du sol (interaction site-ville); et la réponse d'une structure simple en évaluant sa capacité à se déformer sous une sollicitation sismique (analyse modale opérationnelle) et à prédire son intégrité à la fin de la secousse (courbes de fragilité et structural health monitoring).

*Mots Clefs :* Sismologie urbaine, effets de site, dynamique des structures, vulnérabilité sismique, interaction site-ville.

